

**Bemessung von Stahlbetondecken mit  
abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern  
und ein Beitrag zum besseren Verständnis der  
Querkrafttragfähigkeit**

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Christian Albrecht**

aus Mainz

Dekan:

Prof. Dr. Robert Jüpner

1. Berichterstatter:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

2. Berichterstatter:

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele

Tag der mündlichen Prüfung:

20.03.2014

Kaiserslautern 2014

(D 386)





## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern im Wesentlichen in den Jahren 2011 bis 2013. Ein Charakteristikum meiner Dissertation ist der hohe Grad an Detailgenauigkeit, der sich durch meinen Anspruch an wissenschaftliche Arbeiten begründet. Die Arbeiten sollten nachvollziehbar und präzise sein, um darauf aufbauende Forschungen zu ermöglichen.

An erster Stelle möchte ich dem Leiter des Fachgebietes und ersten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für die Möglichkeit der Durchführung meiner wissenschaftlichen Tätigkeit und das damit entgegengebrachte Vertrauen sowie für alle zielgerichteten Diskussionen bedanken. Darüber hinaus möchte ich mich für zahlreiche Konferenzteilnahmen sowie intensive Kontakte zu Unternehmen und die hierdurch gewonnen Erfahrungen bedanken.

Ich danke Frau Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele für die Erstellung des zweiten Berichtes und Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz für die Leitung der Prüfungskommission. Für die Bereitstellung der Hohlkörper und für offene Diskussionen bezüglich des untersuchten Hohlkörperdeckensystems möchte ich Herrn Dr.-Ing. Karsten Pfeffer danken.

Allen Mitarbeiter des Labors für den Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern danke ich für die Herstellung der zahlreichen Versuchskörper. In diesem Zusammenhang danke ich auch den Herren Ephrem Musonera, Sebastian Del Fabbro, Fadi Mikdat, Vahit Karaca und Tommy Schaus für die Durchführungen und vorläufigen Auswertungen von experimentellen und theoretischen Untersuchungen im Zuge ihrer jeweiligen Diplom- oder Studienarbeiten durch die sie einen Beitrag zu meiner Arbeit geleistet haben. Frau Mona Keller danke ich für die Unterstützung bei der Formatierung von Texten, Gleichungen und Diagrammen.

Für konstruktive Diskussionen, aber auch Gespräche und Aktivitäten über fachliche Themen hinaus, möchte ich allen Kolleginnen und Kollegen innerhalb des Fachgebietes und des Fachbereiches Bauingenieurwesen danken. Meinen Zimmerkollegen danke ich für die Einarbeitung in die Fachgebietsaktivitäten und den persönlichen Kontakt.

Ich danke meinen Freunden, meinen Geschwistern und meiner Verlobten für ihre Unterstützung, aber auch für Abwechslung neben meiner Forschungsarbeit.

Ganz besonderer Dank gilt meinen Eltern, die mich bei meinen persönlich angestrebten schulischen, beruflichen und privaten Entwicklungsschritten immer unterstützten.

Mainz, März 2014

Christian Albrecht



Christian Albrecht

**Bemessung von Stahlbetondecken mit  
abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern  
und ein Beitrag zum besseren Verständnis der  
Querkrafttragfähigkeit**



# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung.....</b>	<b>vii</b>
<b>Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen.....</b>	<b>ix</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Veranlassung.....	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise .....	2
<b>2 Konstruktionsbeschreibung des untersuchten Hohlkörperdeckensystems .5</b>	<b>5</b>
2.1 Allgemeines .....	5
2.2 Betonage der Decken .....	6
2.2.1 Betonage der Decken in der Ortbetonvariante .....	6
2.2.2 Betonage der Decken in der Halbfertigteilvariante .....	7
<b>3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken.....</b>	<b>9</b>
3.1 Allgemeines .....	9
3.2 Grundlagen zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen .....	9
3.2.1 Allgemeines.....	9
3.2.2 Anwendbare Materialgesetze nach <i>DIN EN 1992-1-1</i> .....	9
3.2.3 Allgemeines Bemessungsdiagramm .....	11
3.3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken .....	20
3.3.1 Allgemeines.....	20
3.3.2 Herleitung der Bemessungsgleichungen .....	21
3.3.3 Anwendung der dimensionslosen Bemessungsgleichungen .....	26
3.3.4 Anwendungsbeispiel.....	27
<b>4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken .....</b>	<b>29</b>
4.1 Allgemeines .....	29
4.2 Experimentelle Untersuchungen .....	29
4.2.1 Allgemeines.....	29
4.2.2 Versuchsprogramm .....	30
4.2.3 Details zu den Versuchskörpern.....	30
4.2.4 Werkstoffe und Materialkennwerte .....	33
4.2.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung .....	36
4.2.6 Messtechnik .....	38
4.2.7 Versuchsaufbau .....	39
4.2.8 Versuchsablauf.....	40
4.2.9 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse .....	41

4.3	Auswertung der Versuchsergebnisse .....	47
4.3.1	Allgemeines .....	47
4.3.2	Grundlagen zur Versuchsauswertung .....	47
4.3.3	Auswertung anhand von Tabellen und Diagrammen .....	48
4.3.4	Überprüfung einzelner Versuchsdetails .....	54
4.4	Bemessung der Querkrafttragfähigkeit .....	57
4.4.1	Allgemeines .....	57
4.4.2	Einzuhaltende Randbedingungen .....	57
<b>5</b>	<b>Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten</b>	
	<b>Hohlkörperdecken .....</b>	<b>59</b>
5.1	Allgemeines .....	59
5.1.1	Nachweisführung bei Massivdecken .....	60
5.1.2	Nachweis bei Hohlkörperdecken .....	64
5.2	Untersuchungen an Kleinkörpern .....	64
5.2.1	Allgemeines .....	64
5.2.2	Versuchsprogramm .....	64
5.2.3	Details zu den Versuchskörpern .....	66
5.2.4	Werkstoff und Materialkennwerte .....	73
5.2.5	Schalung, Bewehrung und Herstellung .....	75
5.2.6	Messtechnik .....	78
5.2.7	Versuchsaufbau .....	79
5.2.8	Versuchsablauf .....	81
5.2.9	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse .....	82
5.3	Untersuchungen an Bauteilen .....	95
5.3.1	Allgemeines .....	95
5.3.2	Versuchsprogramm .....	95
5.3.3	Details zu den Versuchskörpern .....	96
5.3.4	Werkstoff und Materialkennwerte .....	96
5.3.5	Schalung, Bewehrung und Herstellung .....	97
5.3.6	Messtechnik .....	98
5.3.7	Versuchsaufbau .....	98
5.3.8	Versuchsablauf .....	98
5.3.9	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse .....	99
5.4	Auswertung der Versuchsergebnisse .....	102
5.4.1	Allgemeines .....	102
5.4.2	Verbundflächen .....	102
5.4.3	Bruchschubspannungen .....	103
5.4.4	Verbundbewehrung .....	113
5.5	Bemessung der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge .....	117

<b>6</b>	<b>Lokale Durchstanzttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken .....</b>	<b>119</b>
6.1	Allgemeines .....	119
6.2	Experimentelle Untersuchungen .....	119
6.2.1	Allgemeines .....	119
6.2.2	Versuchsprogramm .....	119
6.2.3	Details zu den Versuchskörpern .....	121
6.2.4	Werkstoffe und Materialkennwerte .....	125
6.2.5	Schalung, Bewehrung und Herstellung .....	125
6.2.6	Messtechnik .....	126
6.2.7	Versuchsaufbau .....	127
6.2.8	Versuchsablauf .....	127
6.2.9	Zusammenfassung der Versuchsdetails, Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen .....	128
6.3	Auswertung der Versuchsergebnisse .....	133
6.3.1	Allgemeines .....	133
6.3.2	Grundlagen zur Versuchsauswertung .....	134
6.3.3	Vergleich experimenteller und rechnerischer Bruchlasten .....	134
6.3.4	Ermittlung des Vorfaktors $f_{5\%,I}$ .....	139
6.3.5	Weiterleitung der Einzellasten .....	141
6.3.6	Anwendbarkeit der Gleichungen auf Hohlkörperdeckensysteme mit Kugeln als Hohlkörper .....	143
6.4	Bemessung der lokalen Durchstanzttragfähigkeit .....	144
6.4.1	Allgemeines .....	144
6.4.2	Empfehlung für die Praxis .....	145
6.4.3	Widerstandswerte in tabellarischer Darstellung .....	145
<b>7</b>	<b>Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit .....</b>	<b>147</b>
7.1	Allgemeines .....	147
7.2	Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung .....	147
7.2.1	Allgemeines .....	147
7.2.2	Querkraftversagensarten .....	149
7.2.3	Einzelne Anteile der Querkrafttragfähigkeit .....	153
7.2.4	Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit .....	166
7.2.5	Tabellarische Zusammenfassung .....	185

7.3	Experimentelle Untersuchungen.....	188
7.3.1	Allgemeines.....	188
7.3.2	Versuchsprogramm .....	188
7.3.3	Details zu den Versuchskörpern.....	189
7.3.4	Werkstoffe und Materialkennwerte .....	192
7.3.5	Schalung, Bewehrung und Herstellung .....	193
7.3.6	Messtechnik .....	194
7.3.7	Versuchsaufbau .....	195
7.3.8	Versuchsablauf.....	195
7.3.9	Zusammenfassung der Versuchsdetails.....	196
7.4	Auswertung der Versuchsergebnisse .....	196
7.4.1	Allgemeines.....	196
7.4.2	Auswertung der einzelnen Versuche .....	200
7.4.3	Vergleich der Versuche .....	207
7.4.4	Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen .....	207
7.5	Theoretische Untersuchungen.....	208
7.5.1	Allgemeines.....	208
7.5.2	Anwendung des Rechenmodells .....	209
7.5.3	Eingesetzte Materialeigenschaften.....	213
7.5.4	Visualisierung der nachgerechneten Tragfähigkeiten.....	215
7.5.5	Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den theoretischen Untersuchungen .....	224
7.6	Anwendungsmöglichkeiten für die gewonnenen Erkenntnisse .....	224
7.6.1	Anwendbarkeit der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen .....	225
7.6.2	Anwendbarkeit der Erkenntnisse aus den theoretischen Untersuchungen .....	226
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>227</b>
8.1	Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern .....	227
8.2	Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit .....	229
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>231</b>
	<b>Lebenslauf .....</b>	<b>241</b>



<b>Anhang A Konstruktionsbeschreibung des Hohlkörperdeckensystems .....</b>	<b>243</b>
A.1 Zeichnungen der verwendeten Hohlkörperhalbschalen .....	243
<b>Anhang B Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit.....</b>	<b>247</b>
B.1 Herleitung der Druckzonenfläche $A_{c2}$ .....	247
B.2 Herleitung des inneren Hebelarms $z_{rfs}$ .....	250
<b>Anhang C Versuche zur Querkrafttragfähigkeit.....</b>	<b>253</b>
C.1 Zeichnungen der Versuchskörper .....	253
C.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln .....	255
C.3 Versagensbilder der Versuchskörper.....	261
C.4 Messergebnisse der Versuche .....	265
<b>Anhang D Versuche zur Schubkraftübertragung in der Verbundfuge.....</b>	<b>281</b>
D.1 Zeichnungen der Versuchskörper .....	281
D.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln .....	284
D.3 Messergebnisse der Versuchsserie 1 – Kleinkörperversuche .....	286
D.4 Messergebnisse der Versuchsserie 1 – Bauteilversuche .....	324
<b>Anhang E Versuche zur Lokale Durchstanztragfähigkeit.....</b>	<b>333</b>
E.1 Zeichnungen der Versuchskörper .....	333
E.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln .....	335
E.3 Messergebnisse und Versagensbilder der Versuchsserie 1 .....	337
E.4 Versagensbilder der Versuchsserie 2 .....	345
E.5 Messergebnisse der Versuchsserie 2 .....	349
E.6 Auswertung der Versuchsergebnisse .....	365
<b>Anhang F Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit.....</b>	<b>371</b>
F.1 Zeichnungen der Versuchskörper .....	371
F.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln .....	371
F.3 Messergebnisse der Versuche .....	372
F.4 Berechnungen von Rissverlauf, Rissbreite und Rissuferverschiebung .....	378
F.5 Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Versuche .....	380



## Kurzfassung

Durch den Einsatz von Hohlkörpern in Stahlbetondecken können Beton, Stahl und folglich Gewicht eingespart werden. Die Materialeinsparung reduziert den Primärenergiebedarf sowie die Treibhausgasemissionen bei der Herstellung. Hierdurch stellen Hohlkörperdecken im Vergleich zu konventionellen Massivdecken eine ressourcenschonendere Bauweise dar. Infolge der deutlich reduzierten Eigenlast und einem im Verhältnis geringeren Steifigkeitsabfall können zudem Decken mit großen Spannweiten realisiert werden.

Die einzelnen Traganteile der Decken werden durch die Hohlkörper grundsätzlich nachteilig beeinflusst. Die Tragfähigkeit von Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern wurde in der vorliegenden Dissertationsschrift im Detail analysiert. Auf Grundlage experimenteller und theoretischer Untersuchungen wurden Bemessungskonzepte für die Biegetragfähigkeit, die Querkrafttragfähigkeit, die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge und das lokale Durchstanzen des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper entwickelt. Unter Berücksichtigung der Bemessungskonzepte können die Hohlkörperdecken auf dem bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveau hergestellt werden.

Für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung steht derzeit kein allgemein anerkanntes mechanisch begründetes Bemessungskonzept zur Verfügung. Der Einfluss der einzelnen Traganteile auf das Versagen wurde experimentell analysiert. Hierzu wurden Versuche mit verlagerter Druckzone sowie mit ausgeschalteter Rissuferverzahnung und mit ausgeschalteter Dübelwirkung durchgeführt. Der rechnerische Einfluss der einzelnen Traganteile an der Gesamttragfähigkeit konnte durch die Nachrechnung von Versuchen zu Hohlkörper- und Installationsdecken unter Verwendung eines bestehenden mechanisch begründeten Rechenmodells visualisiert und verifiziert werden. Hierdurch wird ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit geleistet.

## **Abstract**

Concrete, steel and thus weight can be saved by using void formers in reinforced concrete slabs. The saving of materials leads to a reduction of primary energy and greenhouse gas emissions in the manufacture. This make voided flat slabs compared to conventional solid slabs a more resource-efficient construction. Due to the considerably reduction of dead load and the less drop in stiffness slabs can be realized with large spans.

The single carrying parts of the slabs are generally affected adversely by the void formers. The load carrying capacity of voided flat slabs with flattened rotationally symmetrical void formers will be analyzed in detail in this existing dissertation. Design concepts will be developed for the bending capacity, the shear force capacity, the shear force at the pouring interface and the local punching of the floorslab section above the void formers. The required safety level by the building authority for the design of voided flat slabs can only be determined after the completion of this research.

At this time there is no generally accepted mechanically justified design concept for the shear force capacity of reinforced concrete slabs without shear reinforcement. The influence of each of the single carrying parts on the failure was analyzed by tests. For this purpose, experiments were carried out with a displaced compression zone and with a switched off aggregate interlock and switched off dowel action. The influence of the single carrying parts to the total capacity could be visualized and verified by the recalculation of tests with voided flat slabs and installation slabs applying an existing mechanically justified calculation model. This contributes to a better understanding of the shear force resistance.

# Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

## Große lateinische Buchstaben

<i>A</i>	Fläche
<i>C</i>	Betonfestigkeitsklasse / Vorfaktor
<i>D</i>	Durchmesser
<i>E</i>	Elastizitätsmodul / Einwirkung
<i>F</i>	Last / Kraft
<i>G</i>	Bruchenergie / Schubmodul
<i>H</i>	Höhe
<i>I</i>	Trägheitsmoment
<i>M</i>	Moment / Mittelwert
<i>N</i>	Normalkraft
<i>R</i>	Radius / Rautiefe / Widerstand
<i>S</i>	statisches Moment
<i>T</i>	Zug (tension)
<i>V</i>	Querkraft / Schubkraft / Volumen
<i>W</i>	Widerstandsmoment
<i>Z</i>	Kraft in der Zugzone

## Kleine lateinische Buchstaben

<i>a</i>	Abstand / Abmessung
<i>b</i>	Breite
<i>c</i>	Betondeckung / Oberflächenbeiwert
<i>d</i>	statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt
<i>e</i>	Exzentrizität
<i>f</i>	Betonfestigkeit / Stahlfestigkeit / Vorfaktor
<i>g</i>	Eigenlast
<i>h</i>	Höhe
<i>k</i>	Maßstabsfaktor / Abminderungsfaktor
<i>l</i>	Länge
<i>m</i>	Länge der Mantellinie
<i>n</i>	Exponent in Abhängigkeit der Betonfestigkeit
<i>r</i>	Radius
<i>s</i>	Längs- und Querbewehrungsabstand / Standardabweichung
<i>t</i>	Bauteiltiefe
<i>v</i>	Festigkeitsabminderungsbeiwert / Rissufernverschiebung
<i>w</i>	Rissöffnung / Wasser
<i>x</i>	Druckzonenhöhe / Koordinate
<i>y</i>	Koordinate
<i>z</i>	Koordinate

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Winkel / Faktor / bezogener Achsabstand
$\beta$	Winkel
$\varepsilon$	Dehnung

## Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert / bezogene Betonüberdeckung
$\varphi$	Winkel
$\mu$	Beiwert zur Berücksichtigung der Fugenrauigkeit / bezogenes Moment
$\theta$	bezogene halbe Hohlkörperhöhe
$\rho$	Bewehrungsgrad / bezogener Hohlkörperradius
$\sigma$	Normalspannung
$\tau$	Schubspannung
$\omega$	mechanischer Längsbewehrungsgrad / bezogene Druckzonenfläche
$\xi$	bezogene Druckzonenhöhe
$\zeta$	bezogener innerer Hebelarm
$\Delta$	Differenz

### Indizes

$0$	Grenzwert
$0,05$	5 %-Quantil
$0,95$	95 %-Quantil
$1, 2, \dots, i$	Zuordnung
$A$	Fläche
$a, ad, adh$	Haftverbund (adhesive)
$B$	Bewehrung
$b$	Brutto / Biegung
$bending$	Biegung
$c$	Beton (concrete) / Rissverzahnung (crack)
$cc$	Beton unter Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen
$cal$	berechnet (calculated)
$cd$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$ch$	Bruchprozesszone
$ck$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$cm$	Mittelwert der Betondruckfestigkeit
$comp$	Druckzone (compression zone)
$cr$	Riss (crack)
$ct$	Betonzugfestigkeit
$ctd$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$ctm$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$cube$	Würfel (cube)
$d$	Bemessungswert (design)
$dg$	Korndurchmesser
$def$	Verformung (deformation)
$do$	Dübel (dowel)
$dry$	trocken (dry)
$Dü$	Dübel
$E$	Einwirkung
$exp$	im Versuch ermittelte Werte (experimental)
$F$	Kraft (force)
$f$	Festigkeit
$ges$	gesamt
$glatt$	glatte Schubfuge

<i>H</i>	Horizontalkraft
<i>ist</i>	Istwert
<i>L</i>	Längsrichtung
<i>I</i>	Mantelfläche (lateral) / Längsbewehrung
<i>lim</i>	Grenze
<i>load</i>	Last
<i>M</i>	Material
<i>m</i>	Mittelwert
<i>max</i>	maximal
<i>min</i>	minimal
<i>mx</i>	Mittelwert
<i>n</i>	Nettowert
<i>nom</i>	nominell
<i>p</i>	vorgespannt (prestressed)
<i>pl</i>	plastisch
<i>Q</i>	Querrichtung
<i>q</i>	Querbewehrung
<i>R</i>	Widerstand / Rippen / Reibung
<i>r</i>	bezogen auf die Kornverzahnung (rough interface)
<i>rau</i>	raue Verbundfuge
<i>Rd</i>	Bemessungswert des Widerstandes
<i>red</i>	reduziert
<i>Ref</i>	bezieht sich auf den Referenzversuch
<i>Rm</i>	Mittelwert des Widerstandes
<i>s</i>	Stahl / Längsbewehrung
<i>S-100, S-220</i>	Bezug auf die jeweilige Hohlkörperhöhe
<i>sd</i>	Bemessungswert des Stahls
<i>sl</i>	Stahl in Längsrichtung
<i>Seg</i>	Segment
<i>SLS</i>	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (limit state of serviceability)
<i>soll</i>	Sollwert
<i>sp</i>	Sprengwerk / Spaltzug
<i>sr</i>	Schubriss
<i>strut</i>	Druckstrebe (strut)
<i>sy</i>	Stahlstreckgrenze
<i>t, ten, tensile</i>	Zug (tension)
<i>test</i>	Versuch
<i>u</i>	Bruch (ultimate)
<i>used</i>	verwendeter Wert
<i>v</i>	Querkraft
<i>vf</i>	Hohlkörper (void former)
<i>vfs</i>	Hohlkörperdecke (voided flat slab)
<i>w</i>	Steg (web) / Würfel
<i>x</i>	Koordinate / Druckzonenhöhe
<i>y</i>	Koordinate / Streckgrenze (yield)
<i>z</i>	Koordinate / Zylinder





# 1 Einleitung

## 1.1 Veranlassung

Durch den Einsatz von Hohlkörpern in Stahlbetondecken können Beton, Stahl und folglich Gewicht eingespart werden. Die Materialeinsparung reduziert den Primärenergiebedarf sowie die Treibhausgasemissionen bei der Herstellung. Hohlkörperdecken stellen folglich im Vergleich zu konventionellen Massivdecken eine ressourcenschonendere Bauweise dar. Infolge der deutlich reduzierten Eigenlast und einem im Verhältnis geringeren Steifigkeitsabfall können zudem Decken mit großen Spannweiten realisiert werden.

Die Gewichtsreduktion durch Hohlräume am Rand oder im Kern von statisch relevanten Bauteilen machen sich Ingenieure seit Jahrtausenden zu Nutze, was beispielsweise die Kuppel des Pantheons in Rom verdeutlicht. Nachdem im Stahlbetonbau zunächst ein- und zweiachsig gespannte Stahlbetonrippendecken Anwendung fanden, wurden in den letzten Jahrzehnten Flachdecken mit Hohlkörpern in der neutralen Zone entwickelt. Hierdurch wurden, analog zu den konventionellen Massivdecken, glatte Deckenunterseiten ermöglicht. Zunächst kamen einachsig gespannte Hohlkörperdecken als Fertigteile zum Einsatz, die jedoch nur für rechteckige Grundrissformen eingesetzt werden konnten. Für den zweiachsigen Lastabtrag wurden weitere Systeme entwickelt. In der Praxis bereits eingesetzte Systeme werden unter den Produktnamen Airdeck, Beeplate, Bubble deck, Cobiax Eco-Line, Donut Type und UBOOT vertrieben.

Durch die Hohlkörper werden die einzelnen Traganteile der Decken grundsätzlich nachteilig beeinflusst, was unter anderen durch *Pfeffer 2002*, *Aldejohann 2009* und *Abramski u. a. 2010* bestätigt wurde. Dies wird bei der Bemessung von Hohlkörperdecken mit runden Hohlkörpern des Typs „Cobiax Eco-Line“ durch die Anwendung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.1-282 berücksichtigt.

Nach der Entwicklung eines neuartigen Hohlkörperdeckensystems mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern mussten die einzelnen Traganteile untersucht werden. Die vorliegende Arbeit befasst sich mit den experimentellen und theoretischen Untersuchungen sowie den daraus entwickelten Bemessungskonzepten der einzelnen Traganteile. Ziel war es die Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern auf dem bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveau zielsicher bemessen zu können. Das Forschungsprojekt wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie gefördert. Vor dem Abschluss der Arbeit wurden die Ergebnisse teilweise bereits in *Albrecht 2012*, *Albrecht 2013*, *Albrecht u. a. 2012*, *Albrecht u. a. 2013 a* und *Albrecht u. a. 2013 b* veröffentlicht. Die Ergebnisse der Arbeit wurden vom Hersteller der Hohlkörper zur Beantragung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) Z-15.1-307 herangezogen.

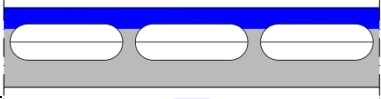



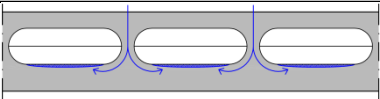
Die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken konnte vor den experimentellen Untersuchungen aufgrund des sehr komplexen Tragverhaltens nur auf Grundlage von Tastversuchen abgeschätzt werden. Nach wie vor steht kein allgemein anerkanntes mechanisch begründetes Bemessungskonzept für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung zur Ver-

fügung. Der Einfluss der einzelnen Traganteile ungerissene Druckzone, Rissuferverzahnung und Dübelwirkung auf die Querkrafttragfähigkeit wurde durch weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen analysiert. Hierdurch konnte zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens beigetragen werden.

### 1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit war die Entwicklung von Bemessungskonzepten für die einzelnen Traganteile der untersuchten Hohlkörperdecken, wodurch eine Bemessung auf dem bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveau durchgeführt werden kann. Die Besonderheiten der untersuchten Versagensarten und die Besonderheiten bei der Bauausführung können Tab. 1.1 entnommen werden. Die Illustrationen basieren auf den Abmessungen der untersuchten Decken.

Tab. 1.1: Besonderheiten der Versagensarten und bei der Bauausführung der untersuchten Hohlkörperdecken

Versagensart	Einfluss der Hohlkörper	Illustration
Biegung	gegebenenfalls reduzierte Biegedruckzone	
Querkraft	reduzierte Tragfähigkeit der einzelnen Traganteile	
Schubkraftübertragung in Verbundfugen	reduzierte Verbundfläche	
lokales Durchstanzen	dünnere Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper	
Bauausführung	Einfluss der Hohlkörper	Illustration
Verdichtbarkeit	Berücksichtigung bei der Wahl der Frischbetonkonsistenz und Verdichtungsintensität	

Eine Konstruktionsbeschreibung der untersuchten Hohlkörperdecken ist in Kapitel 2 zusammengefasst. Zudem werden die Anforderungen an die Bauausführung bezüglich der Betonage beschrieben.

Durch die Hohlkörper kann die Biegedruckzone reduziert werden. In diesem Fall können die Bemessungsverfahren für Massivdecken nur in modifizierter Form angewendet werden. In Kapitel 3 werden theoretischen Untersuchungen und das entwickelte Bemessungskonzept zur Biegebemessung vorgestellt.

Die Querkrafttragfähigkeit wird durch die Hohlkörper im Kern der Decken verringert. Aufgrund des sehr komplexen Tragverhaltens konnte nur mithilfe experimenteller Untersuchungen ein abgesichertes Bemessungskonzept aufgestellt werden. In Kapitel 3 werden zunächst die experimentellen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit vorgestellt und ausgewertet. Abschließend wird das auf Grundlage der Versuchsauswertung aufgestellte Bemessungskonzept vorgestellt.

Die infolge der Hohlkörper reduzierte horizontale Verbundfläche ist bei der Bemessung angemessen zu berücksichtigen. Die Verbundfläche wird bei der Herstellung in der Halbfertigteilvariante abgemindert. Die Verbundfläche kann auch bei der Ort-betonvariante abgemindert werden, weil die Decken wegen des Auftriebs der Hohlkörper in zwei Lagen betoniert werden. Die Hohlkörper werden durch ihre Haltekörbe in der ersten Betonschicht fixiert. In Kapitel 5 werden zunächst die durchgeführten Kleinkörperversuche vorgestellt und ausgewertet. Zur Absicherung des Bemessungskonzeptes wurden Bauteilversuche durchgeführt, die ebenfalls in diesem Kapitel vorgestellt und ausgewertet werden. Das Kapitel schließt mit der Vorstellung des angepassten Bemessungskonzeptes ab, bei dem die reduzierte Verbundfläche angemessen berücksichtigt wird.

Aufgrund der abgeflachten Form der Hohlkörper kann unter großen Einzellasten auch das lokale Durchstanzen des dünnen Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper bei der Bemessung maßgebend werden. Hierzu war ein Nachweisformat herzuleiten. In Kapitel 6 werden die durchgeführten Kleinkörperversuche zunächst vorgestellt und auf Grundlage des hergeleiteten Bemessungskonzeptes ausgewertet. Abschließend werden das hergeleitete Bemessungskonzept und Bemessungstabellen zur vereinfachten Anwendung vorgestellt.

Als Beitrag zum besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonplatten wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen auf Grundlage bereits bestehender Bemessungsmodelle durchgeführt und zusammen mit den gewonnenen Erkenntnissen in Kapitel 7 dargestellt. Der Einfluss der einzelnen Traganteile sollte mit Hilfe von Versuchen mit verlagelter, ungerissener Druckzone sowie mit ausgeschalteter Rissuferverzahnung und mit ausgeschalteter Dübelwirkung analysiert werden. Durch die Nachrechnung von Versuchen zu Hohlkörper- und Installationsdecken, mithilfe eines bestehenden mechanisch begründeten Rechenmodells, soll der rechnerische Einfluss der einzelnen Traganteile an der Gesamttragfähigkeit visualisiert und verifiziert werden.



## 2 Konstruktionsbeschreibung des untersuchten Hohlkörperdeckensystems

### 2.1 Allgemeines

Das untersuchte Hohlkörperdeckensystem zeichnet sich durch die abgeflachte und rotationssymmetrische Form der Hohlkörper und durch den Einsatz der Hohlkörper in Haltekörben aus (siehe Abb. 2.1). Hierdurch können die Hohlkörper in Modulen geliefert und als Unterstützungskorb für die obere Bewehrung eingesetzt werden (siehe Abb. 2.2). Die einzelnen Hohlkörper bestehen aus Halbschalen mit einem vom Hersteller patentierten Verschluss (siehe Abb. 2.3). Nach dem Zusammenschieben der Halbschalen und dem Einrasten des Verschlusses können diese nicht mehr geöffnet werden. Die Halbschalen sind so aufgebaut, dass kein Beton in die Hohlkörper eindringen kann. Die Hohlkörper haben einen einheitlichen Außendurchmesser auf Äquatorebene von 328,4 mm einschließlich eines Flansches mit dem Verschlussmechanismus. Der Durchmesser ohne den Flansch beträgt 315 mm. Die exakten Abmessungen der Halbschalen sind in Anhang A.1 dargestellt. Nach den Angaben durch den Hersteller bestanden die eingesetzten Hohlkörper aus dem Werkstoff Polypropylen (PP). Die Hohlkörper können auch aus Polyethylen mit hoher Dichte (PE-HD) hergestellt werden. Die Hohlkörperhöhen sind in 20 mm Schritten gestaffelt und setzen sich aus zwei zum Teil unterschiedlich hohen Halbschalen zusammen (siehe Tab. 2.1). Es werden Hohlkörperhöhen von 100 bis 220 mm für Deckendicken von 200 bis 350 mm hergestellt. Der Achsabstand der Hohlkörper untereinander beträgt unabhängig von der Hohlkörperhöhe 350 mm. Die kleinste angestrebte Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper beträgt 50 mm. Die Höhe resultiert aus der kleinsten herstellbaren Aufbauhöhe von Bewehrung und Betondeckung unter Berücksichtigung von *DIN EN 1992-1-1*.

Das untersuchte Hohlkörperdeckensystem ist eine Weiterentwicklung der „cobiax Eco-Line“. Dieses System ist durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) in Berlin zugelassen (abZ Nr.: Z-15.1-282). Es werden Kugeln mit einem Durchmesser von 180 bis 450 mm als Hohlkörper für Deckenstärken von 350 bis 600 mm verwendet. Unter Berücksichtigung dieser und weiterer Untersuchungen konnte auch das in dieser Arbeit untersuchte Hohlkörperdeckensystem durch die abZ Nr.: Z-15.1-307 bauaufsichtlich zugelassen werden.

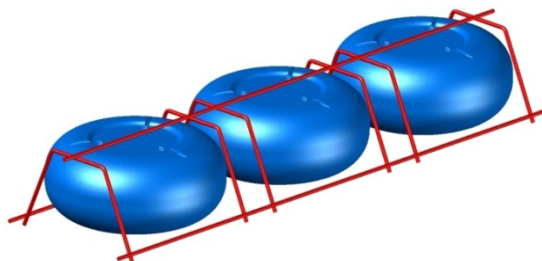


Abb. 2.1: Schematische Darstellung eines Haltekorb mit abgeflachten Hohlkörpern (vereinfachte Darstellung des Herstellers)

## 2 Konstruktionsbeschreibung des untersuchten Hohlkörperdeckensystems

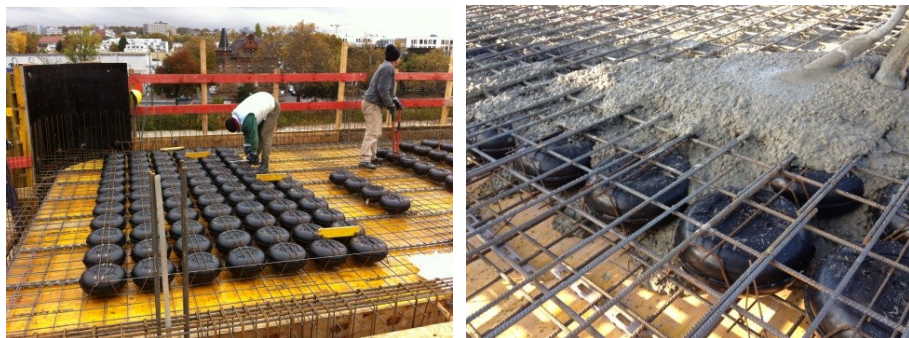


Abb. 2.2: Module aus Haltekorb und abgeflachten Hohlkörpern vor dem Verlegen der oberen Bewehrung und bei dem Betonieren der ersten Schicht (Fotos vom Hersteller)



Abb. 2.3: Zusammenbau der Halbschalen (Darstellung des Herstellers)

Tab. 2.1: Hohlkörper- und Halbschalenhöhen

Bezeichnung <sup>1</sup>	[-]	S-100	S-120	S-140	S-160	S-180	S-200	S-220
Hohlkörperhöhe $h_{vf}$	[mm]	100	120	140	160	180	200	220
Halbschalenhöhen	[mm]	50	50 + 70	70	70 + 90	90	90 + 110	110
min. Deckenhöhe <sup>2</sup>	[mm]	200	220	250	280	300	320	350
min. Deckenhöhe <sup>3</sup>	[mm]	220	240	260	280	300	320	350

<sup>1</sup> zusammengesetzt aus „S“ für Slim und der Hohlkörperhöhe in mm

<sup>2</sup> auf dieser Grundlage wurden die Versuche durchgeführt und ausgewertet, im Weiteren wird nur auf diese Höhen Bezug genommen

<sup>3</sup> kleinste Deckenhöhe nach Z-15.1-307

## 2.2 Betonage der Decken

Bei dem Betonieren der Decken ist zwischen der Ort beton- und der Halfertigteilvariante zu unterscheiden. In beiden Fällen ist der Auftrieb der Hohlkörper zu berücksichtigen. Zudem muss der Beton ausreichend verdichtet werden, um Hohlräume unter den Hohlkörpern ausschließen zu können. Hierzu wurden Versuche von *Albrecht u. Schnell 2012* durchgeführt und die Ergebnisse bei der Erteilung der abZ Nr.: Z-15.1-307 berücksichtigt.

### 2.2.1 Betonage der Decken in der Ort betonvariante

Für die Ort betonvariante wird zunächst eine Schicht betoniert, die nicht zu einem Aufschwimmen der Hohlkörper führt, aber die unteren Querstäbe der Haltekörbe überdeckt und somit bei dem Betonieren der zweiten Schicht ein Aufschwimmen der Hohlkörper verhindert. Der zeitliche Abstand muss mindestens so groß sein, dass der Beton der ersten Schicht ausreichend angesteift ist, um ein Herausziehen der

Haltekörbe zu verhindern. Ein einheitlicher zeitlicher Abstand kann nicht definiert werden, weil die Erstarrungszeit von verschiedenen Faktoren abhängig ist. Diese sind beispielsweise Frischbeton- und Umgebungstemperatur, Zementart und *w/z*-Wert (*Dehn u. a. 2010*). Nach der abZ kann durch einen einfachen Drucktest ermittelt werden, ob der Beton die erforderliche Konsistenz erreicht hat.

Als alternative Möglichkeit zur Ermittlung des Erstarrungsverhaltens wird hier das Knetbeutelverfahren gemäß Anhang A in *DIN 18218* vorgeschlagen. Hiernach kann der Zustand des noch nicht erstarrten Betons anhand eines mit Frischbeton gefüllten Beutels ermittelt werden (siehe Tab. 2.2). Bei der Bemessung der Verbundfuge wird ungünstig angenommen, dass die erste Schicht vollkommen erstarrt ist.

Tab. 2.2: Beschreibung des Erstarrungszustandes von Betonen (nach *DIN 18218*)

Konsistenz	Beschreibung
flüssig	zerläuft im Beutel
weich	zerläuft nicht, zerquillt beim Drücken
plastisch	knetbar
steif	eindrückbar, maximal 30 mm
halbfest	eindrückbar, maximal 10 mm
erstarrt	weniger als 1,0 mm eindrückbar

### 2.2.2 Betonage der Decken in der Halfertigteilvernante

Bei der Halfertigteilvernante können handelsübliche Halfertigteile verwendet werden. Für die Wahl des Gitterträgerabstandes muss die Lage der Hohlkörper berücksichtigt werden. Durch die Anwendung von S-förmigen Haken zwischen der oberen Bewehrung und den Gitterträgern des Halfertigteils kann ein Aufschwimmen der Hohlkörper verhindert werden. Dabei ist ein Mindestabstand zwischen der Hohlkörperunterseite und der Halfertigteiloberseite in Abhängigkeit der Frischbetonkonsistenz zu realisieren, um eine ausreichende Verdichtung unter den Hohlkörpern zu ermöglichen (siehe Kapitel 5).





### **3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken**

#### **3.1 Allgemeines**

Für die Bemessung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) muss ermittelt werden, ob im Bereich der Biegedruckzone Hohlkörper eingebaut werden. Liegen die Hohlkörper in diesem Bereich, können die Bemessungsverfahren für Massivdecken nur in modifizierter Form angewendet werden. Auf Grundlage theoretischer Untersuchungen werden in diesem Kapitel die Gleichungen zur Erstellung des Allgemeinen Bemessungsdiagramms modifiziert. Im Ergebnis kann die Biegetragfähigkeit der Hohlkörperdecken vergleichbar mit normalen Stahlbetondecken bemessen werden. Die modifizierten Gleichungen bauen auf den Untersuchungen von *Pfeffer 2002* auf.

Die Untersuchungen wurden im Rahmen der Studienarbeit *Karaca 2013* unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen.

#### **3.2 Grundlagen zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen**

##### **3.2.1 Allgemeines**

Nach *DIN EN 1992-1-1* stehen verschiedene Möglichkeiten zur Bemessung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen zur Verfügung. Sie unterscheiden sich durch die Genauigkeit der angenommenen Materialgesetze, wodurch der Bemessungsaufwand beeinflusst wird.

Nachfolgend werden die anwendbaren Materialgesetze vorgestellt und der Aufbau des Allgemeinen Bemessungsdiagramms beschrieben.

##### **3.2.2 Anwendbare Materialgesetze nach DIN EN 1992-1-1**

###### **3.2.2.1 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Beton**

Für die Querschnittsberechnung stehen verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Beton zur Verfügung. In der Regel wird das Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck nach Abschnitt 3.1.7 (1) in *DIN EN 1992-1-1* eingesetzt, welches das tatsächliche Tragverhalten am besten beschreibt (siehe Abb. 3.1, links und Gleichung (3.1)). Für eine einfache Bemessung wird in Abschnitt 3.1.7 (2) in *DIN EN 1992-1-1* die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie aufgeführt, welche zu einer konservativen Bemessung führt und auf die im Folgenden nicht weiter eingegangen wird. Zudem steht die Bemessung mit Hilfe eines Spannungsblocks nach Abschnitt 3.1.7 (3) in *DIN EN 1992-1-1* zur Auswahl (siehe Abb. 3.1, rechts). Bis zu einer Betonfestigkeitsklasse C50/60 betragen  $\eta = 1,0$  und  $\lambda = 0,80$ . Bei höheren Betonfestigkeitsklassen müssen die Beiwerte einzeln berechnet werden. Bei Querschnitten mit einer Abnahme der Breite zum gedrückten Rand ist der Wert  $\eta \cdot f_{cd}$  um 10 % abzumindern. Die Anwendung des Spannungsblocks ist vor allem bei der Bemessung von veränderlichen Querschnitten ein großer Vorteil.

Unabhängig vom Materialgesetz beträgt die Grenzstauchung des Betons nach Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1* bis zu einer Betonfestigkeitsklasse C50/60  $\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ . Die Obergrenze der Betondruckfestigkeit ist ebenfalls unabhängig von der Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$  anzusetzen.

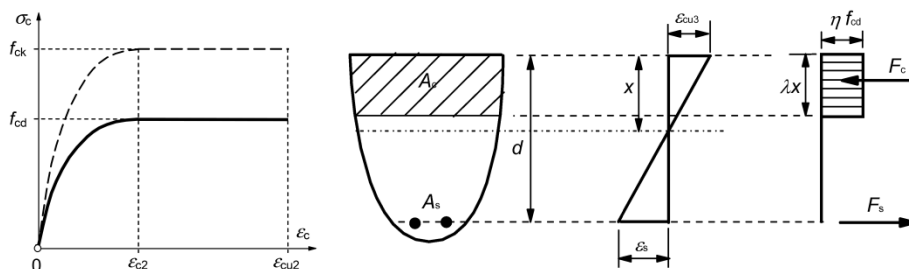


Abb. 3.1: Parabel-Rechteck-Diagramm aus *Fingerloos u. a. 2012* (links) und Spannungsblock aus *DIN EN 1992-1-1* (rechts)

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Funktion der Parabel}) \quad (3.1)$$

mit:  $n$  Exponent in Abhängigkeit der Betonfestigkeit:  
 $n = 2,0$  nach Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1* bis zu einer Betonfestigkeitsklasse C50/60

#### 3.2.2.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Betonstahl

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach *DIN EN 1992-1-1* unter Berücksichtigung von *DIN EN 1992-1-1/NA* ist in Abb. 3.2 dargestellt. Für die Bemessung stehen zwei Varianten zur Verfügung. Bei beiden Varianten wird die 1. Gerade durch das Hooke'sche Gesetz beschrieben. Nach dem Erreichen der Streckgrenze kann die Stahltragfähigkeit mit dem ansteigenden Ast nach Variante 1 oder mit dem konstanten Bemessungswert  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  nach Variante 2 bemessen werden (siehe Gleichung (3.2)). Bei der Bemessung ist die Grenzdehnung des Betonstahls nach Bild 3.8 in *DIN EN 1992-1-1* mit  $\varepsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$  zu berücksichtigen. Die Dehnung von  $\varepsilon_{yd} = f_{yk} / E_s = 2,175 \text{ ‰}$  (siehe Gleichung (3.3)) stellt den Grenzwert für eine wirtschaftliche Bemessung dar. Bei geringeren Dehnungen wird die Tragfähigkeit des Stahls nicht ausgenutzt.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \left[ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \quad (\text{Streckgrenze}) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200.000} = 0,002175 [-] \quad (\text{Lage des Knickpunktes}) \quad (3.3)$$

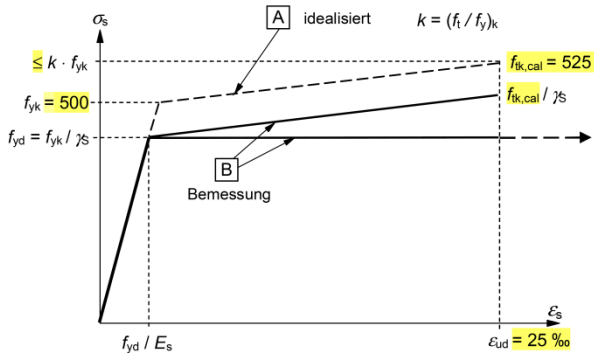


Abb. 3.2: Materialgesetz für Betonstahl (Fingerloos u. a. 2012)

### 3.2.3 Allgemeines Bemessungsdiagramm

#### 3.2.3.1 Randbedingungen

Das Allgemeine Bemessungsdiagramm basiert auf Herleitungen, die im Folgenden beschrieben werden. Durch das Allgemeine Bemessungsdiagramm wird im Vergleich zu anderen Bemessungshilfsmitteln bei gegebener Schnittgrößenkombination nicht direkt die erforderliche Bewehrungsmenge, sondern der sich einstellende Dehnungszustand abgelesen (Zilch u. Zehetmaier 2010). Die Beschreibung der Zusammenhänge dient zum besseren Verständnis der Untersuchungen in Abschnitt 3.3. Der Inhalt dieses Abschnitts orientiert sich an Mehlhorn u. a. 2002.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Bemessungsschnittgrößen infolge der Einwirkung den Bemessungswiderständen des Bauteils gegenübergestellt (siehe Gleichung (3.4)).

$$E_d \leq R_d \quad (3.4)$$

Aus dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm resultiert die Grenztragfähigkeit des bewehrten Betonquerschnitts, basierend auf folgenden Annahmen:

- Ebenbleiben des Querschnitts (Bernoulli'sche Hypothese);
- keine Relativverschiebungen zwischen Beton und Betonstahl (perfekter Verbund);
- keine Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit (Bemessung im gerissenen Zustand);
- Die Betondruckspannungsverteilung entspricht den idealisierten, rechnerischen Spannungs-Stauchungs-Linien;
- Die Stauchung des Betons und die Dehnung des Betonstahls werden begrenzt;
- Als Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird das Parabel-Rechteck-Diagramm verwendet.

In Abhängigkeit der Einwirkung und der Abmessungen sowie mechanischen Eigenschaften des Bauteils ergeben sich unterschiedliche Dehnungszustände. Wie bereits

in Abschnitt 3.2.2.2 beschrieben, führt eine Stahldehnung unter  $\varepsilon_{yd} = 2,175 ‰$  bei einem Stahl B500 zu einer unwirtschaftlichen Bemessung.

Zur Bestimmung der Größe und Lage der inneren Kräfte (Widerstände) infolge der Einwirkungen müssen die Werkstoffgesetze berücksichtigt werden. Durch die Verwendung von dimensionslosen Beiwerten kann eine Bemessungsgleichung oder ein Diagramm für eine Vielzahl von Bemessungssituationen verwendet werden. Ziel ist die Umstellung der Endgleichung in dimensionslose Werte. Die Herleitung des Allgemeinen Bemessungsdiagramms wird durch die nachfolgenden Gleichungen erklärt.

Zur Bemessung des Tragwiderstands werden die Betonfestigkeitsklasse und die geometrischen Größen  $d_1, d_2, d, h, b$  sowie die dimensionslosen Größen  $\varepsilon_{c2}, \varepsilon_{s1}$  benötigt (siehe Abb. 3.4). Zur Bemessung, unter Berücksichtigung des Gleichgewichts der inneren Kräfte, muss die Größe und Lage der resultierenden Druckkraft im Schwerpunkt der Druckspannungen berechnet werden. Die Lage der Druckkraft wird durch den Abstand der Druckkraft zum Bauteilrand  $a$  und den inneren Hebelarm  $z$  beschrieben. Die Ermittlung erfolgt durch das Gleichsetzen der Einwirkungen und Widerstände. Für die Berechnung der inneren Schnittgrößen müssen die Dehnungszustände ermittelt werden.

Die einwirkenden Schnittgrößen bei der Biegebemessung sind das Biegemoment  $M_{Ed}$  und die Längskraft  $N_{Ed}$ . Dabei kann  $N_{Ed}$  in seiner Lage variieren. Für die Biegebemessung von Stahlbetonbauteilen wird die Normalkraft auf die Wirkungslinie der resultierenden Stahlkraft bezogen. Hierzu wird die Annahme getroffen, dass der Angriffspunkt der Normalkraft im Schwerpunkt des Stahls liegt (siehe Abb. 3.3).

Das auf die Schwerachse der Biegezugbewehrung bezogene Bemessungsmoment  $M_{Ed,s}$  wird nach Gleichung (3.5) berechnet.

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} \quad (3.5)$$

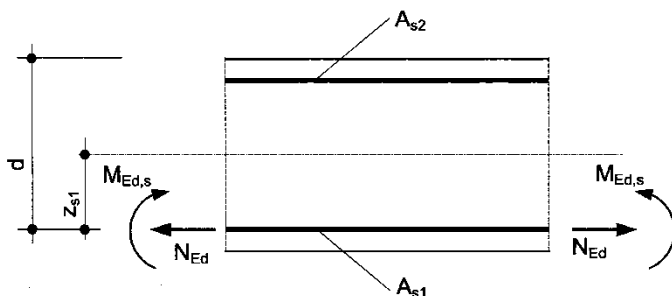


Abb. 3.3: Auf die Schwerachse der Biegezugbewehrung bezogene Bemessungsschnittgrößen eines Stahlbetonträgers mit Zug- und Druckbewehrung (Mehlhorn u. a. 2002)

#### 3.2.3.2 Bauteilwiderstand

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit stellen sich die Verzerrungen und die resultierenden Kräfte im Beton und Stahl entsprechend Abb. 3.4 ein. In den nachfolgenden Gleichungen werden die Variablen nach Abb. 3.4 verwendet. Um Verwechslungen

zwischen der Betonrandverzerrungen  $\varepsilon_{cR2}$  und der Grenzstauchung  $\varepsilon_{c2}$  zu vermeiden, wird der Index  $R$  eingeführt.

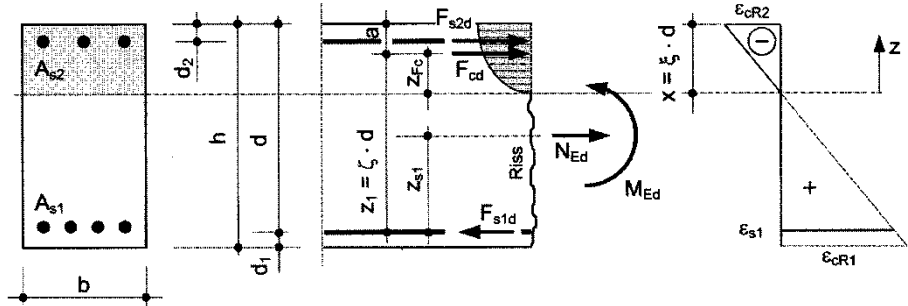


Abb. 3.4: Verzerrung, Spannungsverteilung und resultierende Kräfte im Stahlbetonquerschnitt an der Stelle des Risses (Mehlhorn u. a. 2002)

Der Bauteilwiderstand der Betondruckzone kann durch die inneren Kräfte nach Gleichung (3.6) bis (3.10) bestimmt werden.

$$F_{cd} = \iint_{A_c} \sigma_{cd} \cdot d \cdot A_c \quad (3.6)$$

mit:  $F_{cd}$  resultierende Betondruckkraft nach Gleichung (3.7)

$$F_{cd} = F_{s1d} - F_{s2d} \quad (3.7)$$

mit:  $F_{s1d}$  Stahlzugkraft der Biegezugbewehrung nach Gleichung (3.8)

$F_{s2d}$  Stahldruckkraft bei eingesetzter Druckbewehrung nach Gleichung (3.9)

$$F_{s1d} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1d} \quad (3.8)$$

mit:  $A_{s1}$  Fläche der Biegezugbewehrung

$$F_{s2d} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2d} \quad (3.9)$$

mit:  $A_{s2}$  Fläche der Druckbewehrung

$$M_{Rd,s} = z_1 \cdot F_{cd} + (d - d_2) \cdot F_{s2d} \quad (3.10)$$

mit:  $M_{Rd,s}$  Gesamtbiegemoment bezogen auf die Schwerachse der Biegezugbewehrung (Bauteilwiderstand)

#### 3.2.3.3 Herleitung der bezogenen Druckzonenhöhe

Die bezogene Druckzonenhöhe wird nach Gleichung (3.11) berechnet.

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{cR2} - \varepsilon_{s1}} \quad (3.11)$$

mit:  $\xi$  Verhältnis der Druckzonenhöhe  $x$  zum Abstand  $d$  der Biegezugbewehrung

$x$  Druckzonenhöhe nach Gleichung (3.12)

$$x = \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{cR2} - \varepsilon_{s1}} \cdot d \quad (3.12)$$

Die Betondehnung über die Bauteilhöhe  $z$  kann nach Gleichung (3.13) berechnet werden (siehe auch Abb. 3.5).

$$\varepsilon_c(z) = \frac{\varepsilon_{cR2}}{x} \cdot z \quad (3.13)$$

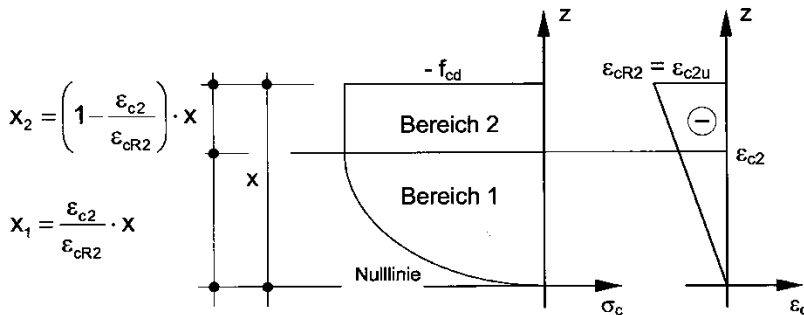


Abb. 3.5: Bereiche der Spannungen und der Verzerrungen in der Betondruckzone (Mehlhorn u. a. 2002)

#### 3.2.3.4 Herleitung der Betondruckkraft und des inneren Hebelarms

Aufgrund der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Abb. 3.1 (Parabel-Rechteck) muss die Betondruckzone bereichsweise integriert werden, um die inneren Schnittgrößen zu bestimmen. Es muss zwischen zwei Situationen unterschieden werden. Bei der Situation 1 liegt die Betonranddehnung  $\varepsilon_{cR2}$  zwischen der Grenzdehnung  $\varepsilon_{c2}$  und Null. Die Betondruckkraft wird durch die Integration von Bereich 1 berechnet. Bei der Situation 2 entspricht die Betonranddehnung  $\varepsilon_{cR2}$  der Grenzdehnung  $\varepsilon_{c2}$ . Für die Integration muss auch der Bereich 2 berücksichtigt werden.

Zur Berechnung des Gesamtbiegemomentes nach Gleichung (3.10) wird der bezogene innere Hebelarm nach Gleichung (3.14) eingeführt.

$$\zeta = \frac{z_1}{d} \quad (3.14)$$

mit:  $\zeta$  Verhältnis des inneren Hebelarms  $z_1$  zu der statischen Höhe  $d$

$z_1$  Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Druckzone und der Schwerachse der Biegezugbewehrung

**Situation 1:  $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_{cR2} \leq 0$**

Wird Gleichung (3.13) in Gleichung (3.1) eingesetzt, kann der Betrag der Betondruckspannung  $\sigma_{cd}$  nach Gleichung (3.15) berechnet werden.

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \cdot \frac{z}{x} \right)^n \right), \quad (\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_{cR2} \leq 0) \quad (3.15)$$

Bei einer Biegedruckzone mit rechteckiger Querschnittsform und der Breite  $b$  kann die resultierende Betondruckkraft im Bereich der Parabel unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse nach Gleichung (3.16) berechnet werden.

$$F_{cd} = b \cdot \int_0^x \sigma_{cd}(\varepsilon_c) dz = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{n+1} \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1 \right] \right\}, \quad (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \quad (3.16)$$

Der Abstand  $z_{Fc}$  (siehe Abb. 3.4) zwischen resultierender Betondruckkraft und Nulllinie kann nach Gleichung (3.17) ermittelt werden.

$$z_{Fc} = \frac{S_{ycd}}{F_{cd}} \quad (3.17)$$

mit:  $z_{Fc}$  Abstand zwischen resultierender Betondruckkraft und Nulllinie nach Gleichung (3.19) unter Berücksichtigung von Gleichung (3.16) und Gleichung (3.18) für den Bereich 1 und alle Festigkeitsklassen

$S_{ycd}$  statisches Moment in Bezug auf die Nulllinie nach Gleichung (3.18)

$$\begin{aligned} S_{ycd} &= b \cdot \int_0^x \sigma_{cd}(\varepsilon_c) \cdot z \, dz \\ &= f_{cd} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left\{ \frac{1}{2} - \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \right)^2 \cdot \left[ \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} - 1}{n+2} - \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1}{n+1} \right] \right\}, \quad (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$z_{Fc} = x \cdot \frac{\frac{1}{2} - \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \right)^2 \cdot \left[ \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} - 1}{n+2} - \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1}{n+1} \right]}{1 + \frac{1}{n+1} \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1 \right]}, \quad (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \quad (3.19)$$

Der Völligkeitsgrad  $\alpha_R$  wird als Maß für den Ausnutzungsgrad der Betondruckzone eingeführt. Hierbei wird die vorhandene resultierende Betondruckkraft  $F_{cd}$  auf die maximal mögliche Ausnutzung der Betondruckzone bezogen. Es wird angenommen, dass die Grenzspannung  $f_{cd}$  gleichmäßig über die Druckzonenfläche verteilt ist. Bei konstanter Querschnittsbreite ergibt sich  $\alpha_R$  für alle Betonfestigkeiten im Bereich 1 nach Gleichung (3.20).

$$\alpha_R = \frac{F_{cd}}{f_{cd} \cdot b \cdot x} = 1 + \frac{1}{n+1} \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1 \right], (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \quad (3.20)$$

mit:  $\alpha_R$  Völligkeitsgrad

Bei den Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 ist sowohl die Stauchung  $\varepsilon_{c2} = -0,002$  bei Erreichen der Festigkeitsgrenze  $f_{cd}$ , als auch der Exponent  $n = 2$  konstant, weshalb Gleichung (3.20) wie folgt vereinfacht werden kann:

$$\alpha_R = \frac{-10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} \cdot (6 + 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2})}{12}, (\varepsilon_{cR2} \text{ in } [\text{‰}]) \quad (3.21)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (3.11) und der Definition des Völligkeitsgrades kann Gleichung (3.16) wie folgt berechnet werden:

$$F_{cd} = \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi \quad (3.22)$$

Der Abstand  $a$  zwischen der Wirkungslinie der resultierenden Betondruckkraft  $F_{cd}$  und dem gedrückten Querschnittsrand kann für alle Betonfestigkeitsklassen nach Gleichung (3.23) bestimmt werden.

$$a = x - z_{Fc} = x \cdot \left\{ 1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \right)^2 \cdot \left[ \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} - 1}{n+2} - \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1}{n+1} \right]}{1 + \frac{1}{n+1} \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1 \right]} \right\}, (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \quad (3.23)$$

mit:  $a$  Abstand zwischen der Wirkungslinie der resultierenden Betondruckkraft und dem gedrückten Querschnittsrand

Der auf die Druckzonenhöhe bezogene Abstand  $a$  zwischen der Wirkungslinie der resultierenden Betondruckkraft  $F_{cd}$  und dem gedrückten Querschnittsrand wird nach Gleichung (3.24) berechnet.

$$k_a = \frac{a}{x} \quad (3.24)$$

mit:  $k_a$  Dimensionsloser Beiwert für den auf die Betondruckzonenhöhe bezogenen Abstand zwischen der Wirkungslinie der resultierenden Betondruckkraft und dem gedrückten Querschnittsrand. Durch Einsetzen von Gleichung (3.23) in Gleichung (3.24) gilt für den Bereich 1 allgemein Gleichung (3.25).

$$k_a = 1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \right)^2 \cdot \left[ \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} - 1}{n+2} - \frac{\left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1}{n+1} \right]}{1 + \frac{1}{n+1} \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cR2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - 1 \right]}, (\varepsilon_{cR2} \neq 0) \quad (3.25)$$



Für die Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 im Bereich 1 kann der Beiwert nach Gleichung (3.26) berechnet werden.

$$k_a = \frac{8 + 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2}}{4 \cdot (6 + 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2})}, (\varepsilon_{cR2} \text{ in } [\text{‰}]) \quad (3.26)$$

**Situation 2:**  $\varepsilon_{c2u} \leq \varepsilon_{cR2} \leq \varepsilon_{c2}$

Die Betondruckspannungen  $\sigma_{cd}$  im Bereich 2 sind konstant ( $\varepsilon_{c2u} \leq \varepsilon_{cR2} \leq \varepsilon_{c2}$ ).

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \quad (3.27)$$

Die resultierende Betondruckkraft kann für alle Betonfestigkeitsklassen im Bereich 2 wie folgt berechnet werden ( $x_1 \leq x \leq x_2$ ).

$$F_{cd} = b \cdot \int_{x_1}^x \sigma_{cd}(\varepsilon_c) dz = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}}\right) \quad (3.28)$$

mit:  $x_1$  untere Integrationsgrenze nach Gleichung (3.29) (siehe Abb. 3.5)

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot x \quad (3.29)$$

Bei  $\varepsilon_{cR2} \geq \varepsilon_{c2}$  gilt im Bereich 1 für die resultierende Betondruckkraft Gleichung (3.16). Die resultierende Betondruckkraft in Bereich 1 ergibt sich bei voll ausgenutzter Fläche unter der Parabel nach Gleichung (3.30) ( $\varepsilon_{cR2} \leq \varepsilon_{c2}$  und  $x \geq x_1$ ).

$$F_{cd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \frac{n}{n+1} \quad (3.30)$$

Die Gesamtdruckkraft folgt aus den Gleichungen (3.28) und (3.30) unter Berücksichtigung der Gleichung (3.29).

$$F_{cd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \frac{1}{n+1}\right), (\varepsilon_{c2u} \leq \varepsilon_{cR2} \leq \varepsilon_{c2}) \quad (3.31)$$

Das statische Moment wird nach Gleichung (3.32) berechnet.

$$S_{ycd} = f_{cd} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} + \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{n+2} - \frac{1}{n+1}\right) \right] \quad (3.32)$$

Der Abstand  $z_{Fc}$  (siehe Abb. 3.4) zwischen der resultierenden Gesamtdruckkraft und der Nulllinie kann wie folgt berechnet werden:

$$z_{Fc} = \frac{S_{ycd}}{F_{cd}} = x \cdot \frac{\frac{1}{2} + \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{n+2} - \frac{1}{n+1}\right)}{1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \frac{1}{n+1}} \quad (3.33)$$

Der Völligkeitsgrad  $\alpha_R$  für alle Betonfestigkeitsklassen ist nach Gleichung (3.34) und für Betone bis C50/60 nach Gleichung (3.35) zu berechnen.

$$\alpha_R = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \frac{1}{n+1}, (\varepsilon_{cR2} \text{ in } [\text{‰}]) \quad (3.34)$$

$$\alpha_R = \frac{3 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} + 2}{3 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2}}, (\varepsilon_{cR2} \text{ in } [\text{‰}]) \quad (3.35)$$

Der dimensionslose Beiwert für den bezogenen Randabstand ergibt sich nach Gleichung (3.36) für alle Betone und nach Gleichung (3.37) für Betone bis C50/60.

$$k_a = 1 - \frac{\frac{1}{2} + \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{n+2} - \frac{1}{n+1}\right)}{1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cR2}} \cdot \frac{1}{n+1}} \quad (3.36)$$

$$k_a = \frac{10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} \cdot (3 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} + 4) + 2}{2 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} \cdot (3 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cR2} + 2)}, (\varepsilon_{cR2} \text{ in } [\text{‰}]) \quad (3.37)$$

Durch die aufgeführten Gleichungen kann der innere Hebelarm der Kräfte nach Abb. 3.3 und Gleichung (3.14) wie folgt bestimmt werden:

$$z_1 = d - a = d - k_a \cdot x = d - k_a \cdot \xi \cdot d = d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) = d \cdot \zeta \quad (3.38)$$

$$\zeta = 1 - k_a \cdot \xi \quad (3.39)$$

#### 3.2.3.5 Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge

Für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone ergibt sich aus den Gleichungen (3.5), (3.22), (3.36) und (3.39) Gleichung (3.40).

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = \alpha_R \cdot \xi \cdot \zeta \cdot b \cdot d^2 \quad (3.40)$$

Für Querschnitte ohne Druckbewehrung folgt unter Berücksichtigung der Gleichungen (3.7) und (3.10) sowie aus der Bedingung nach Gleichung (3.41) die erforderliche Biegebewehrung nach Gleichung (3.42).

$$F_{s1d} = \frac{M_{Ed,s}}{z_1} + N_{Ed} \quad (3.41)$$

$$\text{erf } A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left( \frac{M_{Ed,s}}{z_1} + N_{Ed} \right) \quad (3.42)$$

mit:  $\sigma_{s1d}$       Stahlspannung in Abhängigkeit der Stahldehnung  $\varepsilon_{s1}$  (siehe Abb. 3.2)

Zur Erstellung von dimensionslosen Bemessungsdiagrammen und Gleichungen wird das bezogene Moment  $\mu_{Ed,s}$  eingeführt. Für die Bemessung werden die zugehörigen Verzerrungen und Berechnungsbeiwerte abgelesen. Aus diesem Grund muss die Bewehrung vor der Bemessung noch nicht festgelegt werden. Durch die dimensionslosen Parameter können Allgemeine Bemessungsdiagramme für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone sowie für alle Betonfestigkeitsklassen und Stahlarten verwendet werden. Für Betonfestigkeitsklassen oberhalb C50/60 sind aufgrund der abweichenden Grenzdehnungen eigene Diagramme zu verwenden. Die Diagramme eignen sich auch für Nachweise an vorgespannten Tragwerken. Die einwirkenden

Schnittgrößen  $M_{Ed}$  und  $N_{Ed}$  müssen auf die Lage der Biegezugbewehrung bezogen sein. Das bezogene Moment  $\mu_{Ed,s}$  wird durch den Quotienten aus dem, auf die Faser der Biegezugbewehrung bezogenen, Moment  $M_{Ed,s}$  und  $f_{cd} \cdot b \cdot d^2$  berechnet (siehe Gleichung (3.43)). Zu einem  $\mu_{Ed,s}$  gehört exakt eine Verzerrungsebene. Werden diese in einer Tabelle aufgeführt oder durch ein Diagramm dargestellt, kann die zugehörige Verzerrungsebene und der innere Hebelarm  $z$  durch den abgelesenen Beiwert  $\zeta$  berechnet werden.

$$\mu_{Ed,s} = \frac{M_{Ed,s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.43)$$

mit:  $\mu_{Ed,s}$  bezogenes Moment

Wird Gleichung (3.43) in Gleichung (3.42) eingesetzt und Gleichung (3.14) berücksichtigt, kann die erforderliche Bewehrung durch dimensionslose Variablen berechnet werden. Durch die Einführung des mechanischen Längsbewehrungsgrades  $\omega$  ist zur Berechnung der Längsbewehrung nur noch eine Variable aus dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm abzulesen.

$$\text{erf } A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left( \frac{\mu_{Ed,s} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{\zeta} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (3.44)$$

mit:  $\omega$  mechanischer Längsbewehrungsgrad:

$$\omega = \frac{\mu_{Ed,s}}{\zeta}$$

#### 3.2.3.6 Sicherstellung der Duktilität

Bei einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung ohne Momentenumlagerung an statisch unbestimmten Bauteilen sollte zur Sicherstellung ausreichender Duktilität die bezogene Druckzonenhöhe in Abhängigkeit von der Betongüte folgende Werte nicht überschreiten:

$$\text{bis C 50/60 : } \zeta_{lim} = 0,45 \text{ und } \mu_{Ed,s,lim} = 0,296 [-]$$

#### 3.2.3.7 Anordnung zusätzlicher Druckbewehrung

Zur Steigerung der Tragfähigkeit kann Biegedruckbewehrung eingesetzt werden. Wenn für die Biegezugbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert maßgebend ist, bei dem die Streckgrenze der Bewehrung erreicht wird, folgt Gleichung (3.45) aus Gleichung (3.31):

$$\zeta_{lim} = \frac{-0,0035}{-0,0035 - \epsilon_{yd}} [-] \quad (3.45)$$

### 3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Für den Betonstahl B500 ergibt sich mit  $E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ MN/m}^2$  und  $\gamma_s = 1,15$  aus der Gleichung (3.14):

$$M_{Ed,s,lim} = F_{cd} \cdot z_1 = \alpha_R \cdot \xi_{lim} \cdot b \cdot d^2 = 0,8095 \cdot 0,617 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0,743 = 0,371 \cdot b \cdot d^2 \quad (3.46)$$

mit:  $M_{Ed,s,lim}$  Grenzmoment, bei dem Druckbewehrung eingelegt werden sollte

$$\alpha_R \quad \alpha_R(\varepsilon_{cR2} = -0,0035) = 0,8095 \text{ [-]}$$

$$\xi_{lim} \quad \xi_{lim} = \frac{-0,0035}{-0,0035 - 0,00217} = 0,617 \text{ [-]}$$

und aus Gleichung (3.22):

$$\mu_{Ed,s,lim} = \frac{M_{Ed,s,lim}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,371 \text{ [-]} \quad (3.47)$$

mit:  $\mu_{Ed,s,lim}$  bezogenes Grenzmoment, bei dem Druckbewehrung eingelegt werden sollte

Das Differenzmoment  $\Delta M_{Ed,s}$  muss durch sowohl in der Zugzone als auch in der Druckzone angeordnete Bewehrung aufgenommen werden.

$$\Delta M_{Ed,s} = M_{Ed,s} - M_{Ed,s,lim} \quad (3.48)$$

mit:  $\Delta M_{Ed,s}$  Differenzmoment

#### **3.2.3.8 Hinweis zur Berechnung mit einem Spannungsblock**

Bei der Berechnung mit einem Spannungsblock sind die Spannungen über die Höhe konstant. Der Völligkeitsbeiwert beträgt  $\alpha_R = 1,0$  und die Höhe des Spannungsblocks für normalfesten Beton  $0,8 \cdot x$ . Der bezogene Randabstand beträgt  $k_a = 0,4$ .

### **3.3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken**

#### **3.3.1 Allgemeines**

Die Biegebemessung basiert, wie im vorangegangenen Abschnitt aufgeführt, auf der Ermittlung der Druckzonenfläche und des inneren Hebelarms (Abstand zwischen der Wirkungslinie der Druckzone und der Längsbewehrung). Ist die Druckzonenhöhe im GZT kleiner als die Betondeckung der Hohlkörper  $c_{vf}$  kann die Bemessung nach dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm durchgeführt werden. Befinden sich Hohlkörper im Bereich der Druckzone, müssen diese berücksichtigt werden. Die Hohlkörper beeinflussen sowohl die Spannungsverteilung in der Druckzone als auch den inneren Hebelarm (Pfeffer 2002).

Für die Hohlkörperdecken werden nachfolgend dimensionslose Bemessungsgleichungen in Anlehnung an Pfeffer 2002 und an das Allgemeine Bemessungsdiagramm (siehe Abschnitt 3.2.3) hergeleitet. Mit Ausnahme der Spannungs-Dehnungs-Beziehung gelten die gleichen Randbedingungen wie für das Allgemeine Bemessungsdiagramm (siehe Abschnitt 3.2.3.1). Die Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms würde den Aufwand unverhältnismäßig steigern und die Genauigkeit nur geringfügig verbessern. Für die Entwicklung einer analytischen

Lösung wurde der Spannungsblock nach *DIN EN 1992-1-1* ausgewählt. Aufgrund der Verwendung des Spannungsblocks wird ausschließlich die Bemessung von normal-festem Beton bis C50/60 beschrieben (siehe auch Abschnitt 3.2.2.1).

Der Abmessungen der Hohlkörperdecken können Kapitel 2 entnommen werden. Zur Erstellung von dimensionslosen Bemessungsgleichungen auf Grundlage analytischer Betrachtungen wurde die Hohlkörperform vereinfacht. Die Hohlkörper werden durch eine Kugel dargestellt, die zur Bauteilober- und Bauteilunterseite entsprechend der Hohlkörperhöhe abgeschnitten wird. Für die Bemessung ist dies eine Vereinfachung, die zu einem höheren Sicherheitsniveau führt (Abb. 3.6, links). Die geometrischen Anhängigkeiten der Hohlkörper und Hohlkörperabstände werden auf den Achsabstand der Hohlkörper  $a_{vfs}$  bezogen (Abb. 3.6, rechts).

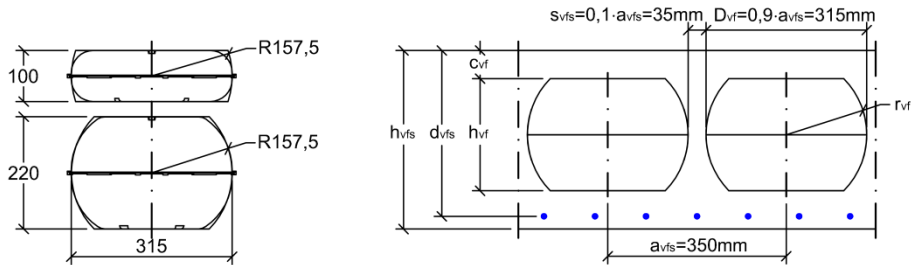


Abb. 3.6: Vereinfachter Querschnitt für die Bemessung (links) und Querschnitt der Hohlkörperdecke mit den verwendeten Variablen (rechts)

### 3.3.2 Herleitung der Bemessungsgleichungen

#### 3.3.2.1 Bezogene geometrische Größen und verwendete Variablen

Für die analytische Lösung werden alle geometrischen Größen auf die statische Höhe  $d_{vfs}$  bezogen (siehe Gleichungen (3.49) bis (3.52)).

$$\gamma_{vfs} = \frac{c_{vf}}{d_{vfs}} \quad \text{bezogene Betonüberdeckung} \quad (3.49)$$

$$\rho_{vfs} = \frac{r_{vf}}{d_{vfs}} \quad \text{bezogener Hohlkörperradius} \quad (3.50)$$

$$\alpha_{vfs} = \frac{a_{vfs}}{d_{vfs}} \quad \text{bezogener Achsabstand} \quad (3.51)$$

$$\theta_{vfs} = \frac{h_{vf}}{2d_{vfs}} \quad \text{bezogene halbe Hohlkörperhöhe} \quad (3.52)$$

Für die Herleitung der Bemessungsgleichungen wird ein Deckenausschnitt mit der Breite des Achsabstandes der Hohlkörper  $a_{vfs}$  herangezogen (siehe Abb. 3.7). Der Zeichnung können alle maßgeblichen Variablen bezüglich der Hohlkörperlage, der Verzerrungsebene und der Spannungsverteilung sowie die Lage der inneren Kräfte entnommen werden.

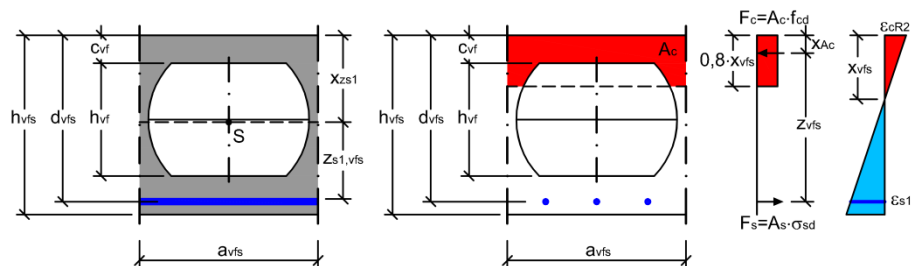


Abb. 3.7: Betrachteter Deckenausschnitt für die Herleitung der Bemessungsgleichungen

#### 3.3.2.2 Herleitung der bezogenen Druckzonenhöhe

Die bezogene Druckzonenhöhe kann analog zur Vorgehensweise nach dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm ermittelt werden (siehe auch Gleichung (3.11)). Sie wird durch den Quotienten aus Druckzonenhöhe  $x_{vfs}$  und statischer Höhe  $d_{vfs}$  berechnet.

$$\xi_{vfs} = \frac{x_{vfs}}{d_{vfs}} = \frac{\epsilon_{cR2}}{|\epsilon_{cR2} + \epsilon_{s1}|} \quad (3.53)$$

mit:  $\xi$  bezogene Druckzonenhöhe der Hohlkörperdecken

$x_{vfs}$  Druckzonenhöhe der Hohlkörperdecken

#### 3.3.2.3 Herleitung der Druckzonenfläche

Für die Ermittlung der Spannungsverteilung und des inneren Hebelarms muss zwischen zwei Situationen unterschieden werden.

Bei der Situation 1 ist die Höhe des Spannungsblocks  $0,8 \cdot x_{vfs}$  kleiner als die Betondeckung der Hohlkörper  $c_{vf}$  und der Spannungsblock beschränkt sich auf den Bereich 1 (siehe Abb. 3.8, links). Bei dieser Situation haben die Hohlkörper keinen Einfluss auf die Biegebemessung. Als Grenzkriterium kann unter Berücksichtigung der bezogenen Größen Gleichung (3.54) verwendet werden.

$$0,8 \cdot \xi_{vfs} \leq \gamma_{vfs} \quad (3.54)$$

Situation 2 zeichnet sich durch den Einfluss der Hohlkörper auf die Spannungsverteilung aus. Die Höhe des Spannungsblocks  $0,8 \cdot x_{vfs}$  ist größer als die Betondeckung der Hohlkörper  $c_{vf}$  (siehe Abb. 3.8, rechts). Ohne die Berücksichtigung der Hohlkörper bei der Bemessung wird das Tragverhalten überschätzt. Als Grenzkriterium kann unter Berücksichtigung der bezogenen Größen Gleichung (3.55) verwendet werden.

$$\gamma_{vfs} \leq 0,8 \cdot \xi_{vfs} \leq 0,8 [-] \quad (3.55)$$

Für beide Situationen wird die Betondruckzonenfläche  $A_c$  nach Gleichung (3.56) berechnet.

$$A_c = A_{c1} + A_{c2} \quad (3.56)$$

mit:  $A_c$  gesamte Betondruckzonenfläche

$A_{c1}$  Betondruckzonenfläche oberhalb der Hohlkörper

$A_{c2}$  Betondruckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper

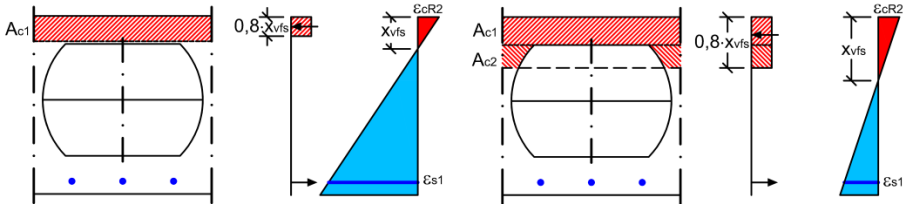


Abb. 3.8: Bereich 1 der Situation 1 (links); Bereich 1 und Bereich 2 der Situation 2 (rechts)

#### Situation 1: $0,8 \cdot x_{vfs} \leq c_{vf}$

Für die Situation 1 kann die Betondruckzonenfläche  $A_c$  durch die Fläche der ansetzbaren Betondruckzone oberhalb der Hohlkörper  $A_{c1}$  mit Hilfe eines Spannungsblocks berechnet werden. Die Betondruckzonenfläche  $A_{c2}$  im Bereich der Hohlkörper entfällt.

$$A_{c1} = a_{vfs} \cdot 0,8 \cdot x_{vfs} = 0,8 \cdot \alpha_{vfs} \cdot \zeta_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (3.57)$$

$$A_{c2} = 0 \quad (3.58)$$

#### Situation 2: $0,8 \cdot x_{vfs} \geq c_{vf}$

Für die Situation 2 muss neben der Fläche oberhalb der Hohlkörper auch die Fläche im Bereich der Hohlkörper berechnet werden (siehe auch Abb. 3.9). Die Grenze des Bemessungskonzeptes ist erreicht, wenn der Spannungsblock bis zur Unterkante der Hohlkörper reicht.

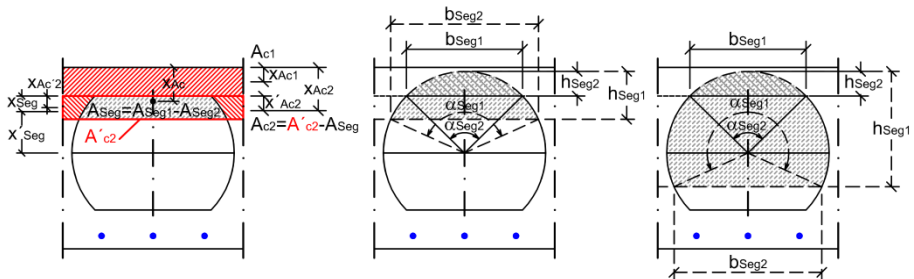


Abb. 3.9: Variablen zur Berechnung des Spannungsblocks (links), Spannungsblock oberhalb der Hohlkörperachse (Mitte) und Spannungsblock über die Hohlkörperachse hinaus (rechts)

Die Druckzonenfläche oberhalb der Hohlkörper  $A_{c1}$  kann analog zu Gleichung (3.57) unter Verwendung der Betondeckung der Hohlkörper berechnet werden (siehe Gleichung (3.59)). Die Herleitung der Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper

$A_{c2}$  ist komplexer und wird auf Grund des Umfangs in Anhang B.1 beschrieben. Zur Herleitung wurde Abb. 3.9 verwendet. Für die Berechnung der Druckzonenfläche  $A_{c2}$  muss die Fläche des Kreissegments  $A_{Seg}$  von der rechteckigen Fläche  $A'_{c2}$  abgezogen werden. Zur Berechnung des Kreissegments muss zunächst die variable, außerhalb des Spannungsblocks liegende, Fläche des Kreissegments 1  $A_{Seg1}$  von der konstanten Fläche des Kreissegments 2  $A_{Seg2}$  abgezogen werden. Die konstante Fläche  $A_{Seg2}$  wird über die Höhe des Segments  $h_{Seg2} = r_{vfs} - h_{vf} / 2$  berechnet. Als Ergebnis kann Gleichung (3.60) angewendet werden (siehe auch Anhang B.1).

$$A_{c1} = a_{vfs} \cdot c_{vf} = \alpha_{vfs} \cdot \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (3.59)$$

$$A_{c2} = (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 + \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left\{ - \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) + \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) + \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right\} \quad (3.60)$$

#### 3.3.2.4 Herleitung des inneren Hebelarms

Zur Herleitung des inneren Hebelarms müssen die Situationen 1 und 2 analog zur Herleitung der Druckzonenfläche getrennt betrachtet werden.

Für beide Fälle soll der bezogene innere Hebelarm nach Gleichung (3.61) hergeleitet werden (siehe auch Gleichung (3.14)). Für die Herleitung des inneren Hebelarms  $z_{vfs}$  wird der Abstand  $x_{Ac}$  des Schwerpunkts der gesamten Druckzonenfläche  $A_c$  vom Bauteilrand von der statischen Höhe  $d_{vfs}$  subtrahiert.

$$\zeta_{vfs} = \frac{z_{vfs}}{d_{vfs}} \quad (3.61)$$

mit:  $\zeta_{vfs}$  bezogener innerer Hebelarm der Hohlkörperdecken

$z_{vfs}$  innerer Hebelarm der Hohlkörperdecken

#### Situation 1: $0,8 \cdot x_{vfs} \leq c_{vf}$

Für die Situation 1 kann der innere Hebelarm  $z_{vfs}$  durch den gewählten Spannungsbereich einfach berechnet werden. Der Schwerpunkt liegt in der Mitte des Spannungsbereichs (siehe Gleichung (3.62)). Der bezogene innere Hebelarm kann nach Gleichung (3.63) berechnet werden.

$$z_{vfs} = d_{vfs} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x_{vfs} = d_{vfs} - 0,4 \cdot x_{vfs} = d_{vfs} - 0,4 \cdot \xi_{vfs} \cdot d_{vfs} = d_{vfs} \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi_{vfs}) \quad (3.62)$$

$$\zeta_{vfs} = \frac{z_{vfs}}{d_{vfs}} = \frac{d_{vfs} \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi_{vfs})}{d_{vfs}} = 1 - 0,4 \cdot \xi_{vfs} \quad (3.63)$$



**Situation 2:  $0,8 \cdot x_{vfs} \geq c_{vf}$**

Für die Situation 2 muss neben der Fläche oberhalb der Hohlkörper auch die Fläche im Bereich der Hohlkörper berücksichtigt werden. Hierdurch ergibt sich ein gemeinsamer Schwerpunkt und somit innerer Hebelarm  $z_{vfs}$ .

Die Herleitung des gemeinsamen inneren Hebelarms  $z_{vfs}$  der Druckzonenflächen oberhalb der Hohlkörper  $A_{c1}$  und im Bereich der Hohlkörper  $A_{c2}$  wird aufgrund des Umfangs in Anhang B.2 beschrieben. Zur Herleitung wurde Abb. 3.9 verwendet. Zur Berechnung des inneren Hebelarms können die Gleichungen (3.64) und (3.65) verwendet werden. Zur Berechnung von  $x_{Ac}$  ist Anhang B.2 in Verbindung Anhang B.1 zu verwenden.

$$z_{vfs} = d_{vfs} - x_{Ac} \quad (3.64)$$

$$\zeta_{vfs} = \frac{z_{vfs}}{d_{vfs}} = \frac{d_{vfs} - x_{Ac}}{d_{vfs}} \quad (3.65)$$

**3.3.2.5 Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge**

Für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge durch dimensionslose Bemessungsgleichungen wird zunächst das horizontale Gleichgewicht der Stahlzug- und Betondruckkraft beschrieben:

$$F_{sd} = F_{cd} \quad (3.66)$$

$$A_s \cdot \sigma_{sd} = A_c \cdot f_{cd} \quad (3.67)$$

Zur Realisierung der dimensionslosen Bemessung wird die bezogene Druckzonenfläche  $\omega_{vfs}$  eingeführt. Die wird durch den Quotienten aus Druckzonenfläche  $A_c$  und der quadrierten statischen Höhe  $d_{vfs}^2$  berechnet (siehe Gleichung (3.68)).

$$\omega_{vfs} = \frac{A_c}{d_{vfs}^2} \quad (3.68)$$

mit:  $\omega_{vfs}$  bezogene Druckzonenfläche der Hohlkörperdecken

Das aufnehmbare Moment kann durch das Produkt aus Betondruckkraft und innerem Hebelarm berechnet werden (siehe Gleichung (3.69)).

$$M_{vfs} = F_c \cdot z_{vfs} = A_c \cdot f_{cd} \cdot z_{vfs} \quad (3.69)$$

mit:  $M_{vfs}$  aufnehmbares Moment der Hohlkörperdecken

Als weitere Hilfsgröße wird das bezogene Moment eingeführt (siehe Gleichung (3.70)). Durch das Einsetzen von Gleichung (3.69) kann die Betondruckfestigkeit gekürzt werden. Durch weiteres Einsetzen des bezogenen inneren Hebelarms kann das bezogene Moment durch dimensionslose Werte ausgedrückt werden, wodurch die bezogene Druckzonenfläche auch nach Gleichung (3.71) ausgedrückt werden kann.

$$\mu_{vfs} = \frac{M_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_{cd}} = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot z_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_{cd}} = \frac{A_c \cdot z_{vfs}}{d_{vfs}^3} = \frac{A_c \cdot \zeta_{vfs}}{d_{vfs}^2} = \omega_{vfs} \cdot \zeta_{vfs} \quad (3.70)$$

mit:  $\mu_{vfs}$  bezogenes aufnehmbares Moment der Hohlkörperdecken

$$\omega_{vfs} = \frac{\mu_{vfs}}{\zeta_{vfs}} \quad (3.71)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (3.68) in Gleichung (3.67) kann die erforderliche Bewehrungsmenge  $A_s$  nach Gleichung (3.72) berechnet werden.

$$A_s = \frac{\omega_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \cdot f_{cd}}{\sigma_{sd}} \quad (3.72)$$

mit:  $\sigma_{sd}$  Stahlspannung in Abhängigkeit der Stahldehnung  $\varepsilon_{s1}$  (siehe Abb. 3.2)

#### 3.3.3 Anwendung der dimensionslosen Bemessungsgleichungen

Vergleichbar mit der Bemessung von Plattenbalken kann kein allgemein gültiges Bemessungsdiagramm erstellt werden. Dies ist auf die unabhängig voneinander auftretenden Einflussfaktoren Betondeckung der Hohlkörper an der Ober- und Unterseite, Hohlkörperhöhe und statische Höhe zurückzuführen. Durch die dimensionslosen Bemessungsgleichungen auf Grundlage analytischer Betrachtungen kann die Bemessung auf einfachem Weg in ein Datenverarbeitungsprogramm eingegeben werden. Die Verzerrungsebene und die erforderliche Bewehrung können ohne großen Aufwand berechnet werden. Für die Bemessung der Hohlkörperdecken werden die Schnittgrößen auf den Achsabstand der Hohlkörper  $a_{vfs}$  bezogen (siehe Gleichung (3.73)).

$$\mu_{Eds, vfs} = \frac{m_{Ed, s} \cdot a_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_c} \quad (3.73)$$

mit:  $m_{Ed, s}$  einwirkendes Moment, bezogen auf die Schwerachse der Längsbewehrung bei einer Bezugsbauteilbreite von einem Meter (siehe Gleichung (3.74))

Durch die Hohlkörper wird die vertikale Lage des Schwerpunkts der Decken beeinflusst. Dies muss bei der Berechnung des auf die Stahllage bezogenen Momentes nach Gleichung (3.74) berücksichtigt werden.

$$m_{Ed, s} = m_{Ed} - n_{Ed} \cdot z_{s1, vfs} \quad (3.74)$$

mit:  $z_{s1, vfs}$  Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und dem Schwerpunkt der Längsbewehrung nach Gleichung (3.75)

$$z_{s1, vfs} = d_{vfs} - x_{zs1} \quad (3.75)$$

mit:  $x_{zs1}$  Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und dem oberen Rand nach Gleichung (3.76) bzw. (3.77)

$$x_{zs1} = \frac{A_{c,b} \cdot z_{c,b} - A_{vf} \cdot z_{vf}}{A_{c,b} - A_{vf}} \quad (3.76)$$

$$x_{zs1} = \frac{a_{vfs} \cdot h_{vfs} \cdot \frac{h_{vfs}}{2} - \left( A_{vf} \cdot \left( c_{vf} + \frac{h_{vf}}{2} \right) \right)}{a_{vfs} \cdot h_{vfs} - A_{vf}} \quad (3.77)$$

Die erforderliche Bewehrung je Meter kann nach Gleichung (3.78) berechnet werden.

$$a_s = \left( \frac{\omega_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \cdot f_{cd}}{a_{vfs}} + n_{sd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sd}} \quad (3.78)$$

### 3.3.4 Anwendungsbeispiel

Als Anwendungsbeispiel wird eine Deckenplatte mit einer Höhe  $h_{vfs} = 0,35$  m, einer statischen Höhe von  $d_{vfs} = 0,32$  m und einem Achsabstand der Hohlkörper von  $a_{vfs} = 0,35$  m untersucht. Es werden Hohlkörper mit der Höhe von  $h_{vf} = 220$  mm und einer Betondeckung der Hohlkörper von  $c_{vf} = 50$  mm gewählt. Das Anwendungsbeispiel kann auch zur Überprüfung eines eigenen Tabellenkalkulationsprogramms zur Bemessung verwendet werden.

In Abb. 3.10 ist das Bemessungsdiagramm für diesen Fall sowohl ohne Hohlkörper (1) als auch mit Hohlkörpern (2) dargestellt. Die Verläufe der einzelnen Parameter sind bei keinem  $\mu_{Eds,vfs}$  identisch. Sobald die Druckzonenhöhe größer als die Betondeckung der Hohlkörper ist, verlaufen die Kurven der Hohlkörperdecke steiler. Innerhalb einer geringen Steigerung des bezogenen Momentes  $\mu_{Eds,vfs}$  steigt die bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = x/d$  steil an und die Stahldehnung  $\varepsilon_s$  erreicht die Grenzdehnung zum unwirtschaftlichen Bereich. In diesem Bereich steigt die bezogene Druckzonenfläche  $\omega_{vfs}$  und somit die erforderliche Bewehrungsmenge nur geringfügig an.

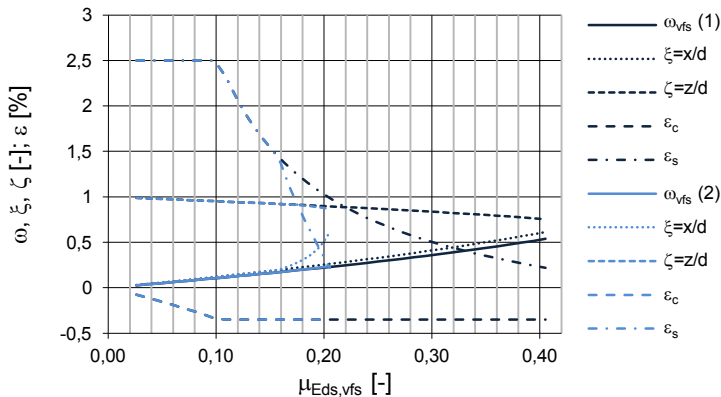


Abb. 3.10: Bemessungsdiagramm für  $d_{vfs} = 0,32$  m,  $a_{vfs} = 0,35$  m und B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich: (1) ohne Hohlkörper, (2) mit Hohlkörper  $h_{vf} = 220$  mm,  $c_{vf} = 50$  mm

In Tab. 3.1 sind die Werte des Bemessungsdiagramms mit der erforderlichen Bewehrung für verschiedene Einwirkungen dargestellt. Durch die Tabelle wird verdeutlicht,

### 3 Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

dass erst bei einem  $m_{Ed,s} = 0,25$  MNm die Hohlkörper einen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit haben. Bei einer einachsigen gespannten Platte mit einer Spannweite von 10 m würde das einer Gleichstreckenlast von 20 kN/m entsprechen. Die Eigenlast beträgt jedoch bei der Decke nicht  $g_d = 1,35 \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 11,8 \text{ kN/m}$  sondern aufgrund der Gewichtsreduktion nur ca. 8,0 kN/m. Die untersuchten Hohlkörper nehmen selbst bei der größten Hohlkörperhöhe und der kleinsten Betondeckung der Hohlkörper nur dann einen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit, wenn die Aufbau- und Verkehrslasten sehr groß sind.

In Tab. 3.1 ist ersichtlich, dass bei den Hohlkörperdecken die Einwirkung ab dem Erreichen dieser Grenze nur noch geringfügig gesteigert werden kann. Bei bereits  $m_{Ed,s} = 0,31$  MNm wird ein  $\xi = x/d = 0,45$  als Grenze zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität bei statisch unbestimmten Bauteilen erreicht. Bei der Referenzdecke ohne Hohlkörper wird diese Grenze erst bei einer Einwirkung von  $m_{Ed,s} = 0,51$  MNm erreicht. Die einwirkende Schnittgröße zum Erreichen der Grenze bezüglich einer unwirtschaftlichen Bemessung mit  $\xi = x/d = 0,617$  ist bei der Decke ohne Hohlkörper doppelt so groß. Bei  $\xi = x/d = 0,45$  der Hohlkörperdecke ist 3 % mehr Bewehrung erforderlich als bei der Referenzdecke ( $25,19 / 24,41 = 1,03$ ). Bei  $\xi = x/d = 0,617$  beträgt der Unterschied 6 % ( $27,22 / 25,79 = 1,06$ ).

Zusammenfassend ist davon auszugehen, dass die Hohlkörper im Regelfall keinen Einfluss auf die Biegebemessung haben. Bei großer Belastung wird aufgrund der Hohlkörper sehr schnell der unwirtschaftliche Bereich erreicht.

Tab. 3.1: Erforderliche Bewehrung der untersuchten Bemessungssituation

Hohlkörper	Grenze	$m_{Ed,s}$	$\mu_{Eds, v/s}$	$\omega_{v/s}$	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_s$	$\sigma_{sd}$	$a_s$
mit / ohne	---	0,251	0,158	0,171	0,195	0,922	-3,50	14,42	447	19,03
mit	$\xi=0,45$	0,312	0,196	0,221	0,450	0,885	-3,50	4,28	437	25,19
ohne	---	0,312	0,196	0,217	0,248	0,901	-3,50	10,59	443	24,41
mit	$\xi=0,617$	0,327	0,205	0,238	0,617	0,863	-3,50	2,17	435	27,22
ohne	---	0,327	0,205	0,229	0,262	0,895	-3,50	9,86	442	25,79
ohne	$\xi=0,45$	0,514	0,323	0,394	0,450	0,820	-3,50	4,28	437	44,82
ohne	$\xi=0,617$	0,647	0,407	0,540	0,617	0,753	-3,50	2,17	435	61,80

## 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

### 4.1 Allgemeines

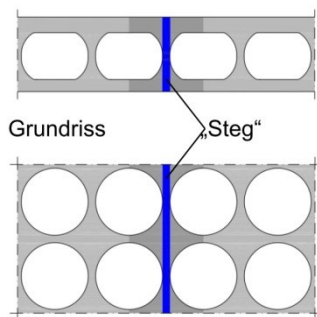
Das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonplatten ist sehr komplex. Durch die Hohlkörper in den Platten stellt die Analyse des Querkrafttragverhaltens eine besondere Herausforderung dar. Es wurden Versuche durchgeführt, um das Querkrafttragverhalten der Hohlkörperdecken zu analysieren und ein Bemessungskonzept aufstellen zu können. Vereinfachend kann die Bemessung der Hohlkörperdeckentragfähigkeit analog zu einer Rippendecke bemessen werden. Dies führt jedoch zu unwirtschaftlichen Ergebnissen. Es ist nicht ausschließlich der Steg, sondern der gesamte Restquerschnitt, der zum Lastabtrag beiträgt (siehe Abb. 4.1).

Im ersten Schritt wurde ein Abminderungsfaktor ermittelt, durch den die Bemessung in Anlehnung an Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1* erfolgen kann (Albrecht u. Schnell 2011, Albrecht u. Schnell 2011 b).

Im zweiten Schritt wurde der Stand der Wissenschaft zusammengefasst und das Querkrafttragverhalten detailliert analysiert – siehe Kapitel 7: Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit.

Die Konstruktionsbeschreibung der untersuchten Hohlkörperdecken kann Kapitel 2 entnommen werden.

Schnitt



Grundriss

„Steg“

Rissfläche

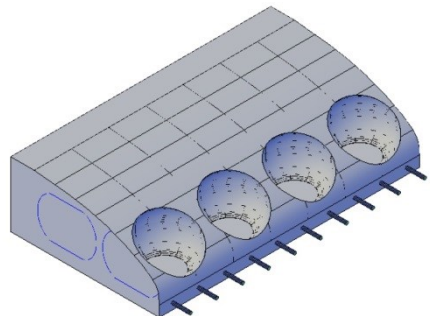


Abb. 4.1: Schnitt und Grundriss der Hohlkörperdecke (links) und Rissfläche (rechts) bei einachsigem Lastabtrag

### 4.2 Experimentelle Untersuchungen

#### 4.2.1 Allgemeines

Zur Ermittlung des Abminderungsfaktors wurden die Versuchskörper bei ungünstigster Einbausituation hergestellt. Hierzu wurden die Hohlkörper ohne die Haltekörbe in die Probekörper eingebaut. Dies bewirkt die Vernachlässigung des positiven Einflusses der Haltekörbe auf die Querkrafttragfähigkeit. Alle weiteren Versuchsdetails werden nachfolgend beschrieben.

### 4.2.2 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 16 Bauteilversuche mit der kleinsten und größten angestrebten Deckendicke bzw. Hohlkörperhöhe bei der minimal und maximal angestrebten Betonfestigkeitsklasse geprüft.

Im Rahmen der Versuche mit Hohlkörpern wurde jeder Versuchstyp dreimal durchgeführt. Zusätzlich wurde ein Referenzkörper ohne Hohlkörper getestet. Alle Versuchskörper wurden in der Ortbeton- bzw. Vollfertigteilbauweise hergestellt, wodurch die Versuchskörper in einem Betonierabschnitt hergestellt wurden.

Das Versuchsprogramm kann Tab. 4.1 entnommen werden.

Tab. 4.1: Versuchsprogramm der Querkraftversuche

Versuche	Plattenhöhe $h$ [cm]	Plattenbreite $b$ [cm]	Hohlkörper- höhe $h_v$ [cm]	Angestrebte Beton- festigkeitsklasse	Längsbewehrungs- grad $\rho$ [%]	Versuchskörper mit Hohlkörpern	Referenzversuche
V-Q-10-20-...	20	103,5	10	C20/25	0,0074	3	1
V-Q-10-45-...	20	103,5	10	C45/55	0,0095	3	1
V-Q-22-20-...	35	138	22	C20/25	0,0057	3	1
V-Q-22-45-...	35	138	22	C45/55	0,0074	3	1
Summe:						12	4

### 4.2.3 Details zu den Versuchskörpern

Die Versuchskörper sind im Längsschnitt und Querschnitt sowie im Grundriss in Anhang C.1 dargestellt. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Einflussfaktoren beschrieben, die bei der Festlegung der Geometrie berücksichtigt wurden.

#### 4.2.3.1 Art der Versuchskörper

Es wurden einachsig gespannte 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Versuchskörper wurden so konstruiert, dass jeweils zwei Versuche mit einem Versuchskörper durchgeführt werden konnten. Dabei wurde auf der einen Seite des Versuchskörpers die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken getestet und auf der anderen Seite des Versuchskörpers ein zweiter Versuch mit Hohlkörpern oder ein Referenzversuch mit einer Massivplatte durchgeführt.

Um ein Querkraftversagen auf einer definierten Seite zu erzwingen, wurde das Verhältnis der Abstände zwischen Auflager und Lasteinleitung so gewählt, dass auf dieser Seite eine ca. 20 % höhere Querkraft auftrat.

#### 4.2.3.2 Ausrichtung der Hohlkörper

In Tastversuchen des Instituts für Betonfertigteilbau in Bochum konnte festgestellt werden, dass eine diagonale Anordnung der Hohlkörperreihen zu höheren Traglasten führt, als eine Anordnung parallel bzw. senkrecht zur Spannrichtung (siehe

Albert u. Nitsch 2008). Die Anordnung der Hohlkörperreihen erfolgte deshalb parallel bzw. senkrecht zur Spannrichtung.

### 4.2.3.3 Hohlkörperhöhe bzw. Deckendicke

Die Versuchsdurchführung erfolgte mit den kleinsten und größten angestrebten Deckendicken und Hohlkörperhöhen. Zwischengrößen wurden nicht geprüft.

### 4.2.3.4 Lage der Hohlkörper in vertikaler Richtung

Die Hohlkörper wurden so eingebaut, dass der Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper die kleinste angestrebte Höhe von 50 mm abdeckt. Hierdurch wurden die Versuche mit dem geringsten erreichbaren Querkrafttraganteil der Betondruckzone durchgeführt. Die Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper betrug in den Versuchen 45 mm. Dies entsprach der kleinsten angestrebten Höhe abzüglich eines Vorhaltemaßes von 5 mm.

### 4.2.3.5 Achsabstände der Hohlkörper untereinander

Der planmäßige Achsabstand der Hohlkörper beträgt in beide Richtungen 350 mm.

In der Ortbetonbauweise kann ein seitliches Verschieben der Hohlkörperstränge während des Betoniervorgangs nicht vollständig ausgeschlossen werden. In Längsrichtung werden die Hohlkörper in der Praxis während des Betoniervorgangs durch die Haltekörbe fixiert. In den Versuchen wurde der Achsabstand der Hohlkörper in beide Richtungen und bei allen Versuchen um ein Vorhaltemaß von 5 mm auf 345 mm reduziert.

Der seitliche Abstand zwischen den Hohlkörperachsen und der Betonaußenkante entsprach der Hälfte des reduzierten Achsabstandes der Hohlkörper untereinander ( $345 / 2 = 172,5$  mm).

### 4.2.3.6 Betondeckung

Für die Betondeckung der Biegebewehrung wurde der kleinste erforderliche Abstand nach Abschnitt 4.4.1 in *DIN EN 1992-1-1* von  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{def} = 10 + 10 = 20$  mm für die Expositionsklasse XC1 verwendet.

### 4.2.3.7 Deckenbreite

Die Breite der Versuchskörper wurde zu  $b \geq 4 h$  festgelegt, um ein Plattentragwerk zu prüfen. Dies war eine Voraussetzung zur Verwendung der Versuchsergebnisse bei der Beantragung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung.

### 4.2.3.8 Schubslankheit $a / d$

Die Schubslankheit wurde zu  $a / d \geq 4$  festgelegt. Hierdurch wurde der Effekt von auflagnernahen Einzellasten vermieden. Die Schubslankheit betrug  $a / d = 4,26$  bei den Versuchen mit den Hohlkörpern S-100 und  $a / d = 4,13$  bei den Versuchen mit 220 mm hohen Hohlkörpern (S-220).

### 4.2.3.9 Längsbewehrung

Es wurde ein Ankerstabstahl St 900/1100 nach Z-12.5-96 mit Gewinderippen und einem Durchmesser von 15,0 mm verwendet, um in den Versuchskörpern realistische Längsbewehrungsgrade anordnen zu können. Die geringfügig höhere bezogene Rippenfläche des Stabstahls war tolerierbar. Ein Vergleich der nach *König u. a. 2008* berechneten bezogenen Rippenfläche ist in Tab. 4.2 dargestellt (siehe auch Gleichung (4.1) und Abb. 4.2). Die Längsbewehrung wurde so dimensioniert, dass ein Verhältnis  $M_{\text{Biegeversagen}} / M_{\text{Querkraftversagen}}$  von ungefähr 1,2 vorlag. Hierdurch konnte ein Biegeversagen im Referenzversuch ausgeschlossen werden.

Tab. 4.2: Vergleich der bezogenen Rippenfläche von B500 und St 900/1100

Stahl	Stabstahl- durch- messer	Stabstahl- radius	Höhe der Rippen	Breite der Rippen	Achs- abstand der Rippen	Bezogene Rippenfläche	
	$d_s$	$r_s$	$h_R$	$b_R$	$s_R$	$h_R / s_R$	genau
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
B500	14	7	0,91	1,4	8,4	0,108	0,123
<b>St 900/1100</b>	<b>15</b>	<b>7,5</b>	<b>1</b>	<b>2,8</b>	<b>10</b>	<b>0,100</b>	<b>0,131</b>
B500	16	8	1,04	1,6	9,6	0,108	0,123

$$f_R = \frac{A_R}{A_s} = \frac{2 \pi \left( r_s + \frac{h_R}{2} \right) \cdot h_R}{2 \pi (r_s + h_R) \cdot l_d} \approx \frac{h_R}{s_R} \quad (4.1)$$

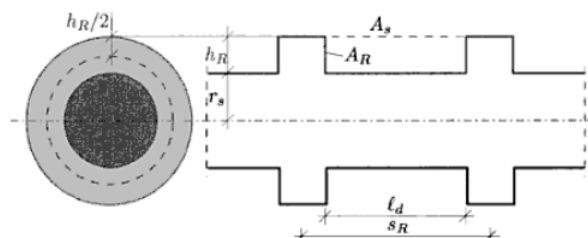


Abb. 4.2: Variablen zur Berechnung der bezogenen Rippenfläche nach *König u. a. 2008*

### 4.2.3.10 Querbewehrung

In den Versuchskörpern wurde im Regelfall eine Querbewehrung von 20 % des geometrischen Längsbewehrungsgrades eingelegt.

Zur Überprüfung eines möglichen negativen Einflusses höherer Querbewehrungsgrade auf die Verdichtbarkeit des Betons wurde bei je einem Versuch je geprüfter Betonfestigkeitsklasse und Bauteildicke ein Querbewehrungsgrad von 70 % des geometrischen Längsbewehrungsgrades unter den Hohlkörpern eingelegt. Es konnte eine gute Verdichtung durch Aufsägen und Analysieren der Versuchskörper nachgewiesen werden.

Im weiteren Verlauf der Forschungsarbeit wurde festgestellt, dass die für die Versuche verwendete Konsistenzklasse F3 nicht bei allen Einbausituationen eine ausreichende Verdichtung sicherstellt und die Konsistenzklasse F4 zu empfehlen ist (siehe auch Abschnitt 2.2).



#### 4.2.4 Werkstoffe und Materialkennwerte

##### 4.2.4.1 Längsbewehrung

Die an der TU Kaiserslautern ermittelten Materialkennwerte des verwendeten Ankerstabstahls St 900/1100 nach Z-12.5-96 sind in Tab. 4.3 zusammengefasst und das Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Probe 3 ist in Abb. 4.3 exemplarisch dargestellt. Entsprechend Z-12.5-96 wurde die 0,2%-Dehngrenze  $R_{p0,2}$  ermittelt.

Tab. 4.3: Materialkennwerte der Längsbewehrung

Probe	Einheit	1	2	3	Mittelwert
Elastizitätsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]	194.000	185.000	180.000	186.333
Zugfestigkeit $R_m$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.146,55	1.148,38	1.152,68	1.149,20
0,2%-Dehngrenze $R_{p0,2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	928,73	929,29	926,41	928,14

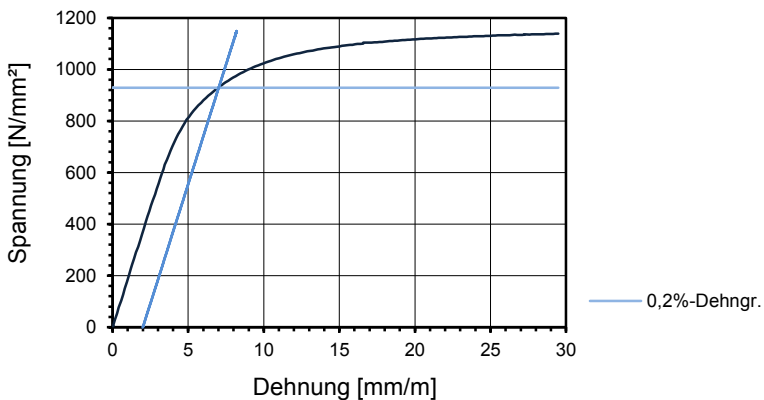


Abb. 4.3: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Längsbewehrung (Probe 3)

##### 4.2.4.2 Querbewehrung

Für die Querbewehrung wurden Stabstähle Ø10 B500B nach DIN 488-2 eingesetzt.

##### 4.2.4.3 Betonfestigkeiten und E-Moduln

Es wurden Versuche mit den minimal und maximal angestrebten Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C45/55 durchgeführt. Die Versuche mit einem Beton C20/25 sollten mit dem charakteristischen Wert der Zylinderdruckfestigkeit geprüft werden, um die Untergrenze der Betonfestigkeit zu prüfen ( $f_{cm,test} = f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ). Die Versuche mit einem C45/55 sollten mit dem Mittelwert der Betonfestigkeitsklasse geprüft werden, um die Obergrenze der Betonfestigkeit zu prüfen ( $f_{cm,test} = f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 53 \text{ N/mm}^2$ ).

Zur Bestimmung der Materialkennwerte zum Zeitpunkt der Bauteilprüfung wurden neben den Versuchskörpern Würfel ( $a = 150 \text{ mm}$ ) und Zylinder ( $d = 150 \text{ mm}$ ,  $h = 300 \text{ mm}$ ) betoniert. Die Würfel und Zylinder wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert. Die angegebenen Würfel Druckfestigkeiten wurden am Versuchstag mit Hilfe von drei Würfeln gemäß DIN EN 12390-3 ermittelt.

Nach den Druckfestigkeitsprüfungen wurde der Elastizitätsmodul in Anlehnung an *DIN 1048-5* bestimmt. An den drei Zylindern für die Elastizitätsmodul-Prüfung wurde die Spaltzugfestigkeit des Betons nach *DIN EN 12390-6* ermittelt und anhand dieser die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , gemäß der nachstehend aufgeführten Näherungsgleichung aus Abschnitt 3.1.2 (8) in *DIN EN 1992-1-1* berechnet:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.2)$$

Im Anschluss an die Versuche wurden je Versuchskörper drei Bohrkern entnommen, geschliffen und im Regelfall nach einem Trocknungstag geprüft. Für die Versuche mit einer Deckendicke von 200 mm wurde ein Bohrkern von  $d \times h = 50 \times 100$  mm und für die Deckendicke von 350 mm ein Bohrkern von  $d \times h = 100 \times 200$  mm entnommen.

Die verwendeten Betonrezepturen sind im Folgenden aufgeführt. Die Übersicht der Einzelwerte aus den durchgeführten Betondruck- und Betonzugfestigkeitsprüfungen sowie die ermittelten E-Moduln sind in Anhang C.2 aufgeführt. Die Mittelwerte aus jeweils drei Werten sind in Tab. 4.4 und Tab. 4.5 zusammengefasst.

Betonrezeptur C20/25 ( $f_{cm,cube,dry,test} = f_{cm,test} / 0,80 / 0,92 \approx 27 \text{ N/mm}^2$ ):

- 630 kg/m<sup>3</sup> Rheinsand (entspricht 34 % der Zuschlagsmasse),
- 517 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 2/8 (entspricht 28 % der Zuschlagsmasse),
- 705 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 8/16 (entspricht 38 % der Zuschlagsmasse),
- 310 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM II AS 52,5 N,
- 170 kg/m<sup>3</sup> Trinkwasser,
- Wasserzementwert: w/z = 0,55.

Betonrezeptur C45/55 ( $f_{cm,cube,dry,test} = f_{cm,test} / 0,82 / 0,92 \approx 70 \text{ N/mm}^2$ ):

- 619 kg/m<sup>3</sup> Rheinsand (entspricht 34 % der Zuschlagsmasse),
- 508 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 2/8 (entspricht 28 % der Zuschlagsmasse),
- 692 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 8/16 (entspricht 38 % der Zuschlagsmasse),
- 390 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM II AS 52,5 N,
- 170 kg/m<sup>3</sup> Trinkwasser,
- 1,95 kg/m<sup>3</sup> Zusatzmittel BV/FM BASF (entspricht 0,5% der Zementmasse),
- Wasserzementwert: w/z = 0,44.

#### **Umrechnung der Betondruckfestigkeiten aus den Probewürfeln**

Die Würfeldruckfestigkeiten werden für die Nachrechnung und zum Vergleich der Betondruckfestigkeiten in Zylinderdruckfestigkeiten umgerechnet (siehe Gleichung (4.3)). Die Gleichung stellt den Zusammenhang zwischen Würfel- auf Zylinderdruckfestigkeiten nach Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1* in Form einer linearen Trendlinie dar.

$$f_{cm,dry} = (0,7953 + 0,0003 \cdot f_{cm,cube,dry}) \cdot f_{cm,cube,dry} \quad (4.3)$$

Die Druckfestigkeiten, ermittelt an trocken gelagerten Würfeln, werden hierdurch auf Zylinderdruckfestigkeiten bei trocken gelagerten Zylindern umgerechnet. Um diese Festigkeiten für eine Nachrechnung nach *DIN EN 1992-1-1* anwenden zu können, werden die Festigkeiten nach Gleichung (4.4) auf Zylinderdruckfestigkeiten nass gelagerter Zylinder umgerechnet. Dies wird wie folgt begründet:

Nach Abschnitt 3.1.2 (2) in *DIN EN 1992-1-1* beziehen sich die Betonfestigkeiten in *DIN EN 1992-1-1* auf Festlegungen nach *DIN EN 206-1*. Nach Abschnitt 5.5.1.1 in *DIN EN 206-1* müssen die Probekörper nach *DIN EN 12390-2* hergestellt und gelagert werden. Nach Abschnitt 5.5.2 dieser Norm sind die Probekörper nach dem Entfernen aus der Form bis zum Prüfbeginn in Wasser zu lagern. Nach Abschnitt 5.5.3 dürfen jedoch Ergebnisse aus abweichenden Lagerungsarten durch Umrechnungsfaktoren angepasst werden. Nach Abschnitt 3.1.1 in *DIN EN 1992-1-1/NA* gilt, dass *DIN EN 206-1* in Verbindung mit *DIN 1045-2* gültig ist. Nach Abschnitt 5.5.1.2 in *DIN 1045-2* werden die Festigkeiten der trocken gelagerten Probekörper nach Gleichung (4.4) auf die Druckfestigkeit nass gelagerter Probekörper umgerechnet. Für die umgerechneten Werte siehe Tab. 4.4 und Tab. 4.5.

$$f_{cm} = \begin{cases} 0,92 \cdot f_{cm,dry} & \text{bis C50/60} \\ 0,95 \cdot f_{cm,dry} & \text{ab C50/60} \end{cases} \quad (4.4)$$

### Vergleich der Betoneigenschaften

Die Betonfestigkeiten aus den Probewürfeln und den Bohrkernen weichen voneinander ab. Eine Gegenüberstellung ist in Abb. 4.4 dargestellt. Durch das Diagramm wird bestätigt, dass bei den niedrigen Betonfestigkeiten die Werte der Bohrkern über den Werten der Probewürfel liegen. Dies kann auf den Festigkeitsverlauf zurückgeführt werden. Die Versuche wurden bei einem Betonalter von zehn bis zwölf Tagen durchgeführt. In diesem Betonalter steigt die Betondruckfestigkeit täglich maßgeblich an. Bei den höheren Betonfestigkeiten liegen die Werte der Probewürfel tendenziell über denen der Bohrkern. Dies kann auf das "Ausmuscheln" angesägter Gesteinskörnung zurückgeführt werden. Für die Auswertung der Versuche wurden die Werte aus den Probewürfeln herangezogen. Hierdurch ergibt sich eine größere Abminderung für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken. Dies führt zu einer Bemessung auf einem höheren Sicherheitsniveau.

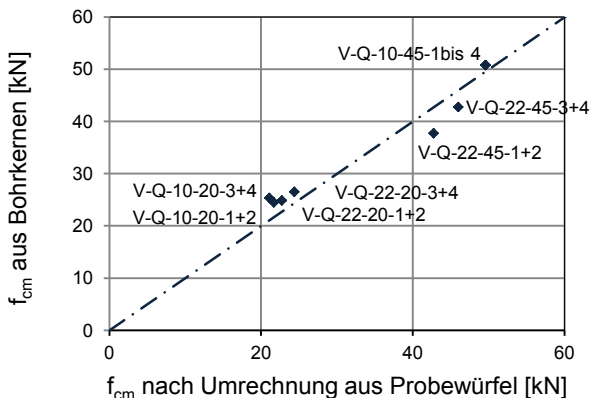


Abb. 4.4: Gegenüberstellung der Betondruckfestigkeiten aus Probewürfeln und Bohrkernen

#### 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 4.4: Betoneigenschaften der Versuchskörper der Serie S-100

Information	Bez.	Einheit	S-100, C20/25		S-100, C45/55	
			V-Q-10-20-1 und 2	V-Q-10-20-3 und 4	V-Q-10-45-1 und 2	V-Q-10-45-3 und 4
Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten $f_{cm}$ aus drei Probewürfeln (geprüft am Versuchstag)						
Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	12	28	28
Würfeldruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm²]	29,35	28,51	66,13	66,13
$f_{cm, dry} / f_{cm, cube, dry}$	---	[-]	0,804	0,804	0,815	0,815
Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm, dry}$	[N/mm²]	23,60	22,92	53,91	53,91
Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm²]	21,71	21,09	49,59	49,59
Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten $f_{cm}$ aus den Bohrkernen und die Betonalter bei Bohrkernentnahme und -prüfung						
Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	18	30	30
Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	19	19	31	31
Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm²]	24,47	25,36	50,79	50,79
Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls aus drei Probezylindern (geprüft am Versuchstag)						
Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm²]	2,29	2,37	3,53	3,53
zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm²]	2,06	2,13	3,17	3,17
Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm²]	23.747	24.148	28.037	28.037

Tab. 4.5: Betoneigenschaften der Versuchskörper der Serie S-220

Information	Bez.	Einheit	S-220, C20/25		S-220, C45/55	
			V-Q-22-20-1 und 2	V-Q-22-20-3 und 4	V-Q-22-45-1 und 2	V-Q-22-45-3 und 4
Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten $f_{cm}$ aus drei Probewürfeln (geprüft am Versuchstag)						
Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	10	35	34
Würfeldruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,75	32,94	57,20	61,47
$f_{cm, dry} / f_{cm, cube, dry}$	---	[-]	0,805	0,805	0,812	0,814
Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,74	26,52	46,47	50,02
Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,76	24,40	42,75	46,02
Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten $f_{cm}$ aus den Bohrkernen und die Betonalter bei Bohrkernentnahme und -prüfung						
Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	11	36	35
Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	13	13	37	36
Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,86	26,52	37,70	42,76
Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls aus drei Probezylindern (geprüft am Versuchstag)						
Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,66	2,66	3,91	3,82
zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,40	2,39	3,52	3,43
Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.809	24.616	27.170	28.699

#### 4.2.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung

Die Betondeckung der unteren und oberen Bewehrung von  $c_{nom} = 20$  mm wurde mit Hilfe von Abstandshaltern zur Schalplattform und zu den Hohlkörpern sichergestellt.

Die Hohlkörper wurden mittels durchgesteckter Betonstabstähle in ihrer Lage gehalten. Zur Auftriebssicherung wurden die Hohlkörper während dem Betonieren durch eine Holzkonstruktion mit Stahlstiften für die Serie S-100 bzw. Flachstählen 20 x 3 mm für die Serie S-220 gehalten. Nach dem ersten Ansteifen des Betons wurden diese herausgezogen. Die Schalung ist beispielhaft in Abb. 4.5 bis Abb. 4.8 abgebildet.

Eine Übersicht der Betonagen und der zugehörigen Bauteilversuche sind in Tab. 4.6 aufgeführt. Aus der Tabelle kann auch die Reihenfolge der Versuche am selben Versuchskörper entnommen werden.



Abb. 4.5: Schalung für die Versuchskörper S-100



Abb. 4.6: Schalung für die Versuchskörper S-220



Stahlstift  
durchgestecktes  
Quereisen

Abb. 4.7: Auftriebssicherung für die Versuchskörper S-100



Flachstahl auf durchgestecktem Quereisen

durchgestecktes Quereisen

Abb. 4.8: Auftriebssicherung für die Versuchskörper S-220

Tab. 4.6: Übersicht der Betonagen

Betonage	Betoniertag	Hohlkörper	Beton	Versuch 1	Versuch 2
Betonage 1	30.05.2011	S-100	C45/55	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-1
				V-Q-10-45-4	V-Q-10-45-3
Betonage 2	09.06.2011	S-100	C20/25	V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2
				V-Q-10-20-4	V-Q-10-20-3
Betonage 3	28.06.2011	S-220	C45/55	V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2
				V-Q-22-45-4	V-Q-22-45-4
Betonage 4	08.07.2011	S-220	C20/25	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-1
				V-Q-22-20-4	V-Q-22-20-4

#### 4.2.6 Messtechnik

Es erfolgte eine digitale Aufzeichnung von Kraft und Weg des eingesetzten servo-hydraulischen Prüfzylinders, der Dehnungen der Biegezugbewehrung im Bereich der Lasteinleitung mit Dehnungsmessstreifen (DMS) und der vertikalen Verformungen unter der Lasteinleitung sowie zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern durch Wegaufnehmer (WA). Die eingesetzte Messtechnik ist in Abb. 4.9 dargestellt.

Nach den einzelnen Laststufen wurden der Rissfortschritt am Versuchskörper eingezeichnet und die Rissbreiten mit einer Rissmesskarte gemessen. Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in Anhang C.4 dokumentiert. Weitere Ergebnisse sind in *Albrecht u. Schnell 2011* aufgeführt.

#### Dehnungsmessstreifen

Zur Bewertung der Beanspruchung der Biegezugbewehrung wurden auf ausgewählten Elementen Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Für die Bauteilversuche wurden ausschließlich Dehnungsmessstreifen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM) des Typs 1-LY41-6/120 verwendet.

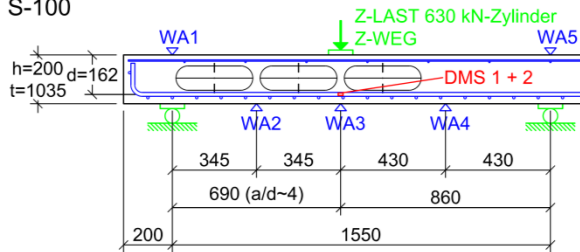
Die DMS wurden seitlich auf zwei Stäben der Längsbewehrung appliziert (siehe Abb. 4.9). Hierdurch wurde eine Beeinflussung der Messergebnisse durch eine Krümmung der Stäbe minimiert.

#### Induktive Wegaufnehmer

Die vertikalen Verformungen wurden an fünf Stellen mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Positionen der Wegaufnehmer sind ebenfalls Abb. 4.9 zu entnehmen.

Für alle Messstellen wurden Wegaufnehmer mit einer Messlänge von  $\pm 20$  mm eingesetzt.

S-100



S-220

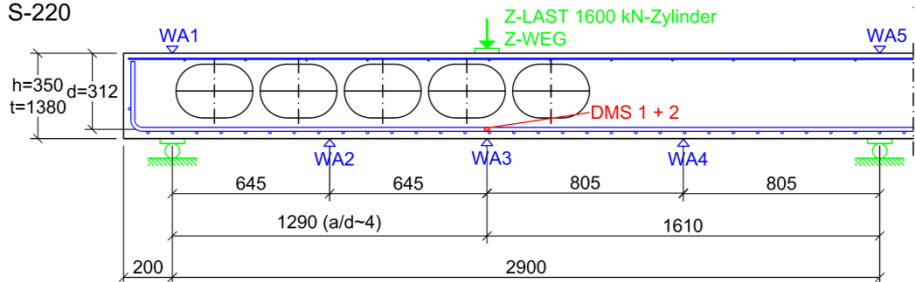


Abb. 4.9: Messstellenübersicht

#### 4.2.7 Versuchsaufbau

Die Lasteinleitung erfolgte mit servo-hydraulischen Prüfzylindern mit einer maximalen Prüflast von 630 kN für die Versuche mit einer Deckendicke von 200 mm und einer maximalen Prüflast von 1.600 kN für die Versuche mit einer Deckendicke von 350 mm mittig über einen Lastverteilungsträger. Zwischen Prüfzylinder und Lastverteilungsträger wurde eine Kalotte angeordnet, die Verdrehungen ermöglichte. Zwischen Lastverteilungsträger und Oberseite der Platte wurde ein Elastomerlager des Typs "Compactlager S70" mit  $b \times h = 100 \times 10$  mm der Firma Elastomere Lager-systeme Heim GmbH eingebaut. Die Eigenlast des Belastungsaufbaus (Lastverteilungsträger, Kalotte, Stahlprofil etc.) ist in den Tabellen Tab. 4.7 bis Tab. 4.10 angegeben.

Die Auflagerung der Versuchsplatten erfolgte auf Rollenlagern, um auch dort eine Verdrehung zu ermöglichen. Zwischen den Auflagern aus Rollenlagern und der Deckenplatte wurden Stahlplatten  $b \times h = 100 \times 20$  mm eingebaut.

Der Versuchsaufbau ist beispielhaft für die Versuche der Serie S-100 in Abb. 4.10 und für die Serie S-220 in Abb. 4.11 dargestellt.





Abb. 4.10: Versuchsaufbau der Serie S-100 am Beispiel von Versuch V-Q-10-20-3

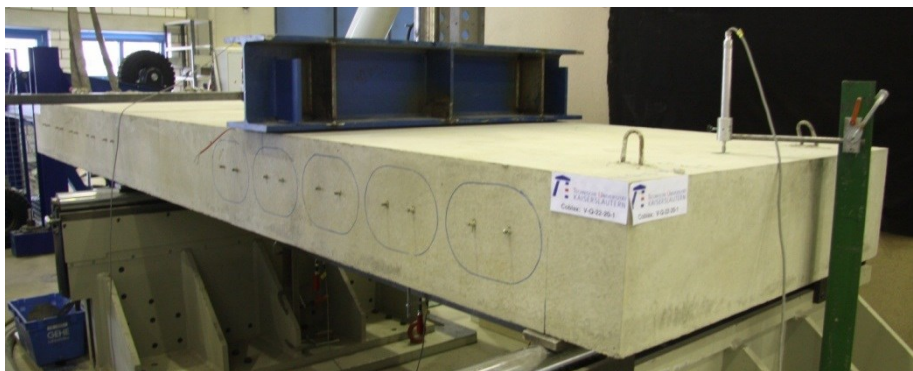


Abb. 4.11: Versuchsaufbau der Serie S-220 am Beispiel von Versuch V-Q-22-20-1

#### 4.2.8 Versuchsaufbau

Vor dem Aufbringen der Bruchlast wurden 10 Lastzyklen in Höhe der 1,3-fachen Gebrauchslast weggesteuert aufgebracht. Hierdurch konnte das Rissbild auf Gebrauchsniveau erzeugt und die Probekörper entsprechend ihrem Anwendungsfall in der Praxis vorbelastet werden.

Die Geschwindigkeit der weggesteuerten Lastaufbringung wurde so gewählt, dass die Gebrauchslast nach ca. zwei Minuten erreicht wurde. Die Zylinderlast wurde in Schritten von 10 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Bei jeder Laststufe wurde der Zylinder für drei Minuten in seiner Lage gehalten. Zwischen den Laststufen wurde die Last auf 1 kN reduziert – diese Last wurde für eine Minute gehalten.

Ein typischer Verlauf der Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit ist in Abb. 4.12 dargestellt.



Die 1,3-fache Gebrauchslast wurde wie folgt ermittelt:

$$V_{SLS} = 1,3 \cdot V_{Rm,c} \cdot \frac{\frac{f_v}{\gamma_c}}{\gamma_F} \quad (4.5)$$

mit: 1,3 [-] Faktor zur Erhöhung der Gebrauchslast

$V_{Rm,c}$  mittlere Querkrafttragfähigkeit mit  $c_m = 0,2$  nach *Heft 600* und  $f_{ck} = f_{cm,test}$  ( $f_{cm,test}$  = Festigkeit am Versuchstag, der am Versuchskörper gelagerten Probewürfel, umgerechnet auf die Druckfestigkeit nass gelagerter Zylinder)

$f_v$  abgeschätzter Faktor zur Berechnung der Querkraft der geprüften Hohlkörperdecken

$\gamma_c$  Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  [-]

$\gamma_F$  Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$  [-]

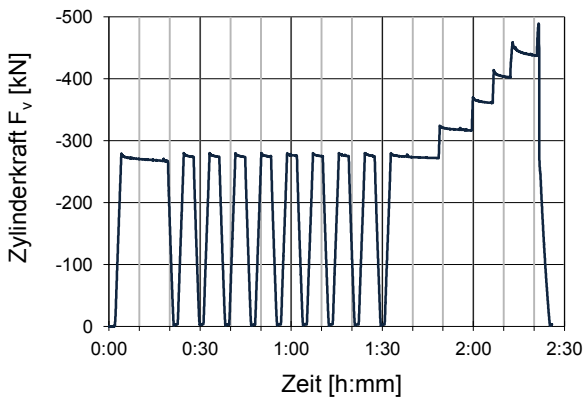


Abb. 4.12: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit am Beispiel von Versuch V-Q-22-45-1

## 4.2.9 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

### 4.2.9.1 Details zu den Versuchen

Nachfolgend werden zusammenfassende Angaben zu der Geometrie, den verwendeten Werkstoffen sowie zu dem Versuchsablauf und zu den Versuchsergebnissen gemacht. Zur besseren Anschaulichkeit werden die Werte in Tabellen aufgeführt (siehe Tab. 4.7 bis Tab. 4.10).

### 4.2.9.2 Versuchsbeobachtungen

Die Versuchsbeobachtungen waren bei allen Versuchen identisch und werden deshalb zusammenfassend beschrieben. Die Versuchsergebnisse aller Versuche sind in Form von Diagrammen, Tabellen und Fotos in Anhang C.3 und Anhang C.4 dokumentiert. Im Folgenden wird das typische Versagen der Versuchskörper mit Hohlkörpern beschrieben.

##### **Laststufen auf dem Niveau der 1,3-fachen Last im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Mit der ersten Laststufe der 1,3-fachen Last im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) traten Biegerisse auf. Diese Risse wurden an den Versuchskörpern angezeichnet und mit  $GZG^I$  gekennzeichnet. Durch die weiteren neun Lastzyklen im 1,3-fachen GZG verlängerten sich die Biegerisse an der Seite der Versuchskörper. Diese Risse wurden nach dem letzten Lastzyklus an den Versuchskörpern angezeichnet und mit  $GZG^X$  gekennzeichnet. Im Bereich der Hohlkörper traten seitlich bereits im 1,3-fachen GZG einzelne Risse auf.

##### **Laststufen bis zum Bruch**

Mit den weiteren Laststufen erweiterte sich das Rissbild. Es traten weitere Biegerisse auf und die bestehenden Risse verlängerten sich. Auch im Bereich der Hohlkörper traten seitlich weitere Risse auf. Der Rissfortschritt ist deutlich auf den Fotos der jeweiligen Seitenansicht zu erkennen. Die jeweilige Laststufe ist gekennzeichnet. Aus den Biegerissen entwickelten sich Biegeschubrisse. Der maßgebende Biegeschubriss verlängerte sich in die Biegedruckzone hinein. Er verlief zwischen Lasteinleitung und Auflager.

Tab. 4.7: Details zu den Versuchen S-100, C20/25

Information		Bez.	Einheit	Versuchsserie S-100, C20/25			
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,20			
	Plattenbreite	$b$	[m]	1,035			
	statische Höhe	$d$	[m]	0,162			
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	0,69			
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,26			
Bewehrung	Längsbewehrung	---	---	St 900/1100			
	Durchmesser	$d_s$	[mm]	15			
	Anzahl	---	---	7			
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	12,37			
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0074			
Querbewehrung		---	---	B500B, $d_q = 10$			
Information		Bez.	Einheit	V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2	V-Q-10-20-3	V-Q-10-20-4
s.o.	Hohlkörper	---	---	S-100	S-100	S-100	ohne
	geometrischer Anteil zur Längsbewehrung	---	[%]	70	20	20	20
Daten	Betonagedatum	---	---	09.06.2011	09.06.2011	09.06.2011	09.06.2011
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	20.06.2011	20.06.2011	21.06.2011	21.06.2011
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	11	12	12
Belastung	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	1,5	2,0	2,0	3,0
	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Mörtel	Elastomer	Mörtel	Elastomer
	vor oder nach Versuchskörperpartner	---	---	vor	nach	nach	vor
Beton Eigenschaften	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29,35	29,35	28,51	28,51
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,71	21,71	21,09	21,09
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	12	18	18
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	19	19	19	19
	Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,47	24,47	25,36	25,36
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,29	2,29	2,37	2,37
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,06	2,06	2,13	2,13
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.747	23.747	24.148	24.148
Kräfte	Zylinderkraft im GZG	$F_{SLS}$	[kN]	90	145	135	195
	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	15	25	25	30
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	238,59	218,91	227,81	344,23
	Belastungsaufbau	$\Delta F_1$	[kN]	1,15	1,00	1,15	1,00
	Querkräfte aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u$ ( $V_{u, Ref}$ )	[kN]	131,86	120,95	125,93	189,88

#### 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 4.8: Details zu den Versuchen S-100, C45/55

Information		Bez.	Einheit	Versuchsserie S-100, C45/55			
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,20			
	Plattenbreite	$b$	[m]	1,035			
	statische Höhe	$d$	[m]	0,162			
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	0,69			
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,26			
Bewehrung	Längsbewehrung	---	---	St 900/1100			
	Durchmesser	$d_s$	[mm]	15			
	Anzahl	---	---	9			
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	15,90			
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0095			
	Querbewehrung	---	---	B500B, $d_o = 10$			
Information		Bez.	Einheit	V-Q-10-45-1	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-3	V-Q-10-45-4
s.o.	Hohlkörper	---	---	S-100	S-100	S-100	ohne
	geometrischer Anteil zur Längsbewehrung	---	[%]	20	70	20	20
Daten	Betonagedatum	---	---	30.05.2011	30.05.2011	30.05.2011	30.05.2011
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	27.06.2011	27.06.2011	27.06.2011	27.06.2011
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	28	28	28	28
	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	2,5	3,0	3,0	3,0
Belastung	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Mörtel	Elastomer	Elastomer	Elastomer
	vor oder nach Versuchskörperpartner	---	---	nach	vor	nach	vor
Betoneigenschaften	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	66,13	66,13	66,13	66,13
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	49,59	49,59	49,59	49,59
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	30	30	30	30
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	31	31	31	31
	Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	50,79	50,79	50,79	50,79
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,53	3,53	3,53	3,53
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,17	3,17	3,17	3,17
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.037	28.037	28.037	28.037
Kräfte	Zylinderkraft im GZG	$F_{SLS}$	[kN]	170	180	180	270
	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	30	30	30	45
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	289,20	272,66	279,87	448,89
	Belastungsaufbau	$\Delta F_1$	[kN]	1,15	1,00	1,00	1,00
	Querkräfte aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u (V_{u, Ref})$	[kN]	159,69	150,52	154,48	247,44

Tab. 4.9: Details zu den Versuchen S-220, C20/25

Information		Bez.	Einheit	Versuchsserie S-220, C20/25			
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,35			
	Plattenbreite	$b$	[m]	1,380			
	statische Höhe	$d$	[m]	0,312			
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	1,29			
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,13			
Bewehrung	Längsbewehrung	---	---	St 900/1100			
	Durchmesser	$d_s$	[mm]	15			
	Anzahl	---	---	14			
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	24,74			
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0057			
Querbewehrung		---	---	B500B, $d_o = 10$			
Information		Bez.	Einheit	V-Q-22-20-1	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-3	V-Q-22-20-4
s.o.	Hohlkörper	---	---	S-220	S-220	S-220	ohne
	geometrischer Anteil zur Längsbewehrung	---	[%]	70	20	20	20
Daten	Betonagedatum	---	---	08.07.2011	08.07.2011	08.07.2011	08.07.2011
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	19.07.2011	19.07.2011	18.07.2011	18.07.2011
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	11	10	10
	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	3,0	3,0	3,0	4,0
Belastung	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Elastomer	Elastomer	Elastomer	Elastomer
	vor oder nach Versuchskörperpartner	---	---	nach	vor	nach	vor
Betoneigenschaften	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,75	30,75	32,94	32,94
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,76	22,76	24,40	24,40
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	12	11	11
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	13	13	13	13
	Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,86	24,86	26,52	26,52
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,66	2,66	2,66	2,66
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,40	2,40	2,39	2,39
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.809	25.809	24.616	24.616
Kräfte	Zylinderkraft im GZG	$F_{SLS}$	[kN]	220	220	250	380
	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	35	35	40	60
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	359,42	309,38	351,10	694,78
	Belastungsaufbau	$\Delta F_1$	[kN]	2,25	2,25	2,25	2,25
	Querkräfte aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u (V_{u, Ref})$	[kN]	198,92	171,39	194,34	383,37

#### 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 4.10: Details zu den Versuchen S-220, C45/55

Information		Bez.	Einheit	Versuchsserie S-220, C45/55			
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,35			
	Plattenbreite	$b$	[m]	1,380			
	statische Höhe	$d$	[m]	0,312			
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	1,29			
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,13			
Bewehrung	Längsbewehrung	---	---	St 900/1100			
	Durchmesser	$d_s$	[mm]	15			
	Anzahl	---	---	18			
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	31,81			
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0074			
	Querbewehrung	---	---	B500B, $d_o = 10$			
Information		Bez.	Einheit	V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2	V-Q-22-45-3	V-Q-22-45-4
s.o.	Hohlkörper	---	---	S-220	S-220	S-220	ohne
	geometrischer Anteil zur Längsbewehrung	---	[%]	70	20	20	20
Daten	Betonagedatum	---	---	28.06.2011	28.06.2011	28.06.2011	28.06.2011
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	02.08.2011	02.08.2011	01.08.2011	01.08.2011
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	35	35	34	34
	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	2,5	3,5	2,5	3,5
Belastung	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Elastomer	Elastomer	Elastomer	Elastomer
	vor oder nach Versuchskörperpartner	---	---	vor	nach	nach	vor
Betoneigenschaften	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	57,20	57,20	61,47	61,47
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	42,75	42,75	46,02	46,02
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	36	36	35	35
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	37	37	36	36
	Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37,70	37,70	42,76	42,76
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,91	3,91	3,82	3,82
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,52	3,52	3,43	3,43
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	27.170	27.170	28.699	28.699
Kräfte	Zylinderkraft im GZG	$F_{SLS}$	[kN]	280	280	280	560
	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	45	45	45	90
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	489,60	450,94	458,24	903,42
	Belastungsaufbau	$\Delta F_1$	[kN]	2,25	2,25	2,25	2,25
	Querkräfte aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u (V_{u, Ref})$	[kN]	270,52	249,26	253,27	498,12

### 4.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

#### 4.3.1 Allgemeines

Die Auswertung der 16 Bauteilversuche dient zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken. Den Bauteilversuchen gingen zehn Tastversuche am Institut für Betonfertigteilbau (ifb) der Hochschule Bochum voraus (Albert u. Nitsch 2008). Diese Versuche wurden ausschließlich zur Festlegung der Hohlkörperanordnung in den Versuchen herangezogen (siehe Abschnitt 4.2.3.2).

#### 4.3.2 Grundlagen zur Versuchsauswertung

Zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken wird ein Abminderungsfaktor  $f_v$  zur Vollplatte nach Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1* ermittelt. Ziel ist die Festlegung eines einheitlichen Faktors für alle Hohlkörper von 100 bis 220 mm Höhe. Der Mindestwert nach Gleichung 6.2b in *DIN EN 1992-1-1* wird nicht herangezogen. Dies führt zu einer Bemessung auf einem höheren Sicherheitsniveau.

In Verbindung mit dem Nationalen Anhang liegt folgende Grundgleichung vor (Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1*):

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.6)$$

Die einzelnen Variablen können Abschnitt 7.2.4.3 entnommen werden.

„Der Vorfaktor von  $C_{Rd,c} = 0,10 = 0,15 / \gamma_c$  wurde empirisch ermittelt, um die Gleichung unter Berücksichtigung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex für einen Zeitraum von 50 Jahren ( $\beta = 3,8$ ) nach *DIN EN 1990* für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation zu kalibrieren.“ (Heft 600)

Der Mittelwert wird nach *Heft 600* durch einen Vorfaktor von 0,2 abgebildet.

Die Versuchsauswertung des Typs Eco-Line erfolgte mit drei verschiedenen Betonfestigkeiten. Für die Auswertungsmethode a) wurde anstelle der charakteristischen Betonfestigkeit die mittlere Festigkeit angesetzt. Für die Auswertungsmethode b) wurde die mittlere Festigkeit abzüglich 4 N/mm<sup>2</sup> angesetzt, wodurch das Konformitätskriterium nach Abschnitt 8.2.1.3 in *DIN 1045-2* für normalfesten Beton herangezogen wurde ( $f_{cm} = f_{ck} + 4 \rightarrow f_{cm,test} = f_{cm} - 4$ ). Für die Auswertungsmethode c) wurde die mittlere Festigkeit abzüglich 8 N/mm<sup>2</sup> entsprechend Tabelle 9 in *DIN 1045-1* angesetzt ( $f_{cm} = f_{ck} + 8 \rightarrow f_{cm,test} = f_{cm} - 8$ ). Die konservativste Variante stellt die Auswertungsmethode a) dar (Hegger u. Roeser 2008).

Ausschließlich diese Variante wird weiter verfolgt. Anstelle der charakteristischen Festigkeit wird die mittlere umgerechnete Festigkeit aus den Probewürfeln eingesetzt.

Unter den beschriebenen Randbedingungen ergibt sich aus Gleichung (4.6) mit einem Vorfaktor von 0,2 und der mittleren Zylinderdruckfestigkeit die Gleichung (4.7). Zur Auswertung der Versuchsergebnisse werden die erreichten Querkräfte im Versuch den Querkräften nach Gleichung (4.7) gegenübergestellt.

$$V_{Rm,c} = \left[ 0,2 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad [\text{N}] \quad (4.7)$$

Ziel der Auswertung ist die Definition eines Vorfaktors  $f_v$  zur Berücksichtigung der verminderten Querkrafttragfähigkeit durch die Hohlkörper. Der Einfluss planmäßiger Normalkräfte wurde in den Versuchen nicht untersucht. Der positive Einfluss von Drucknormalkräften im Querschnitt sollte nicht berücksichtigt werden. Zur Bemessung von Hohlkörperdecken mit planmäßigen Zugkräften sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Hieraus ergibt sich zum Vergleich der Versuchsergebnisse Gleichung (4.8).

$$f_v = \frac{V_u}{V_{Rm,c}} = \frac{V_u}{0,2 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} \cdot b_w \cdot d} \quad (4.8)$$

#### 4.3.3 Auswertung anhand von Tabellen und Diagrammen

Die Querkraft aus der Eigenlast wird unter Berücksichtigung der Lastreduzierung durch die Hohlkörper in der Mitte zwischen Auflager und Lasteinleitung berechnet und zu den Querkraften aus Zylinderlast und Lastaufbau addiert.

Zunächst werden die Versuchsergebnisse in tabellarischer Form aufgeführt und anschließend in Diagrammen dargestellt.

##### 4.3.3.1 Tabellenauswertung

In Tab. 4.11 und Tab. 4.12 sind die Versuchsauswertungen für die Versuche der Serie S-100 und S-220 getrennt voneinander dargestellt. Als Erstes sind die geometrischen Randbedingungen und die Querkraften aus Abschnitt 4.2 aufgeführt.

Im Anschluss sind die Faktoren  $f_v$  für drei verschiedene Varianten dokumentiert, dabei sind die Varianten zwei und drei lediglich informativ aufgeführt. Für jede Variante ist der Mittelwert  $M_x$  der sechs Versuche mit den gleichen Hohlkörpern berechnet.

#### **Variante 1 – Faktor $f_v$ bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit ermittelt mit den umgerechneten Probewürfelfestigkeiten**

Die maßgebende Variante vergleicht die maximal erreichte Querkraft mit der rechnerischen Querkraft nach Gleichung (4.7). Für die mittlere Zylinderdruckfestigkeit wird die umgerechnete Betondruckfestigkeit aus den Probewürfeln nach Abschnitt 4.2.4.3 eingesetzt.

#### **Variante 2 – Faktor $f_v$ bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit ermittelt mit den Bohrkernfestigkeiten**

Variante 2 unterscheidet sich von Variante 1 durch die Verwendung der Betonfestigkeiten aus der Bohrkernentnahme. Durch die teilweise mehrtägige Differenz zwischen Versuch und Festigkeitsprüfung ergeben sich in diesen Fällen große Abweichungen zu Variante 1. Die Ergebnisse und der Mittelwert sind informativ aufgeführt.



**Variante 3 – Faktor  $f_v$  bezogen auf den Referenzversuch mit Umrechnung aufgrund unterschiedlicher Betonfestigkeiten**

In Variante 3 sind die maximalen Querkräfte aus den Versuchen in Abhängigkeit der Betonfestigkeiten der jeweiligen Referenzversuche nach Gleichung (4.9) umgerechnet. Die Gleichung basiert auf der Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit, in die die dritte Wurzel der Betondruckfestigkeit eingeht.

$$V_{u,fc,Ref} = V_u \cdot \frac{f_{cm,Ref}^{1/3}}{f_{cm}^{1/3}} \quad (4.9)$$

#### 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 4.11: Versuchsauswertung S-100

Information	Bez.	Einheit	Versuchsserie S-100, C20/25				Versuchsserie S-100, C45/55				$M_x^*$
			V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2	V-Q-10-20-3	V-Q-10-20-4	V-Q-10-45-1	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-3	V-Q-10-45-4	
Hohlkörper	---	---	S-100	S-100	S-100	ohne	S-100	S-100	S-100	ohne	-
Plattenbreite	$b$	[m]	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	-
statische Höhe	$d$	[m]	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	-
Bewehrungsgrad	$\rho$	[-]	0,0074	0,0074	0,0074	0,0074	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	-
Querkraft aus Zylinder und Belastungsaufbau	$V_{u,1}$ ( $V_{u,Ref}$ )	[kN]	131,86	120,95	125,93	( 189,88 )	159,69	150,52	154,48	( 247,44 )	-
Querkraft aus Eigenlast	$\Delta V_1$	[kN]	-0,30	-0,30	-0,83	0,22	-0,30	-0,30	-0,83	0,22	-
Querkraft im Bruchzustand	$V_u$ ( $V_{u,Ref}$ )	[kN]	131,56	120,65	125,10	( 190,09 )	159,39	150,22	153,65	( 247,65 )	-
1) Faktor bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit aus den umgerechneten Probewürfelfestigkeiten											
Zylinderdruckfestigkeit (aus Probewürfel)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,71	21,71	21,09	21,09	49,59	49,59	49,59	49,59	-
mittlere Querkrafttragfähigkeit der Vollplatte	$V_{Rm,c}$	[kN]	169,06	169,06	167,42	167,42	242,11	242,11	242,11	242,11	-
Faktor zum Mittelwert der Vollplatte	$V_u / V_{Rm,c}$	---	0,78	0,71	0,75	( 1,14 )	0,66	0,62	0,63	( 1,02 )	0,69
2) Faktor bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit aus den Bohrkernfestigkeiten											
Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	11	12	12	28	28	28	28	-
Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	19	19	19	19	31	31	31	31	-
Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,47	24,47	25,36	25,36	50,79	50,79	50,79	50,79	-
mittlere Querkrafttragfähigkeit der Vollplatte	$V_{Rm,c}$	[kN]	175,94	175,94	178,05	178,05	244,04	244,04	244,04	244,04	-
Faktor zum Mittelwert der Vollplatte	$V_u / V_{Rm,c}$	---	0,75	0,69	0,70	( 1,07 )	0,65	0,62	0,63	( 1,01 )	0,67
3) Faktor bezogen auf den Referenzversuch mit Umrechnung aufgrund unterschiedlicher Betonfestigkeiten											
Querkraft umgerechnet	$V_{u,fc,Ref}$ ( $V_{u,Ref}$ )	[kN]	130,28	119,48	125,10	190,09	159,39	150,22	153,65	247,65	-
Faktor zum Referenzversuch	$V_{u,fc,Ref} / V_{u,Ref}$	---	0,69	0,63	0,66	( 1,00 )	0,64	0,61	0,62	( 1,00 )	0,64
* Mittelwert der Faktoren $f_v = V_u / V_{Rm,c}$ ausgenommen der Faktoren der Referenzversuche											

Tab. 4.12: Versuchsauswertung S-220

Information	Bez.	Einheit	Versuchsserie S-220, C20/25				Versuchsserie S-220, C45/55				M <sub>x</sub> <sup>*</sup>	
			V-Q-22-20-1	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-3	V-Q-22-20-4	V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2	V-Q-22-45-3	V-Q-22-45-4		
Hohlkörper	---	---	S-220	S-220	S-220	ohne	ohne	S-220	S-220	S-220	ohne	-
Plattenbreite	b	[m]	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	-
statische Höhe	d	[m]	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	-
Bewehrungsgrad	ρ	[-]	0,0057	0,0057	0,0057	0,0057	0,0057	0,0074	0,0074	0,0074	0,0074	-
Querkräfte aus Zylinder und Belastungsaufbau	V <sub>u1</sub> (V <sub>u1,Ref</sub> )	[kN]	198,92	171,39	194,34	(383,37)	(383,37)	270,52	249,26	253,27	(498,12)	-
Querkraft aus Eigenlast	ΔV <sub>1</sub>	[kN]	2,19	2,19	0,22	4,27	4,27	2,19	2,19	0,22	4,27	-
Querkräfte im Bruchzustand	V <sub>u</sub> (V <sub>u,Ref</sub> )	[kN]	201,11	173,59	194,56	(387,63)	(387,63)	272,71	251,45	253,48	(502,39)	-
1) Faktor bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit aus den umgerechneten Probewürfelfestigkeiten												
Zylinderdruckfestigkeit (aus Probewurfel)	f <sub>cm</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,76	22,76	24,40	24,40	24,40	42,75	42,75	46,02	46,02	-
mittlere Querkrafttragfähigkeit der Vollplatte	V <sub>Rm,c</sub>	[kN]	365,32	365,32	373,88	373,88	373,88	490,14	490,14	502,31	502,31	-
Faktor zum Mittelwert der Vollplatte	V <sub>u</sub> / V <sub>Rm,c</sub>	---	0,55	0,48	0,52	(1,04)	(1,04)	0,56	0,51	0,50	(1,00)	0,52
2) Faktor bezogen auf die mittlere Querkrafttragfähigkeit aus den Bohrkernfestigkeiten												
Betonalter am Versuchstag	---	[d]	11	11	10	10	10	35	35	34	34	-
Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	13	13	13	13	13	37	37	36	36	-
Zylinderdruckfestigkeit (Bohrkern)	f <sub>cm</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,86	24,86	26,52	26,52	26,52	37,70	37,70	42,76	42,76	-
mittlere Querkrafttragfähigkeit der Vollplatte	V <sub>Rm,c</sub>	[kN]	376,21	376,21	384,44	384,44	384,44	469,99	469,99	490,16	490,16	-
Faktor zum Mittelwert der Vollplatte	V <sub>u</sub> / V <sub>Rm,c</sub>	---	0,53	0,46	0,51	(1,01)	(1,01)	0,58	0,54	0,52	(1,02)	0,52
3) Faktor bezogen auf den Referenzversuch mit Umrechnung aufgrund unterschiedlicher Betonfestigkeiten												
Querkräfte umgerechnet	V <sub>u1,c,Ref</sub> (V <sub>u,Ref</sub> )	[kN]	205,82	177,65	194,56	387,63	387,63	279,48	257,69	253,48	502,39	-
Faktor zum Referenzversuch	V <sub>u1,c,Ref</sub> / V <sub>u,Ref</sub>	---	0,53	0,46	0,50	(1,00)	(1,00)	0,56	0,51	0,50	(1,00)	0,51
* Mittelwert der Faktoren f <sub>v</sub> = V <sub>u</sub> / V <sub>Rm,c</sub> ausgenommen der Faktoren der Referenzversuche												

4.3.3.2 Diagrammauswertung

Zur besseren Vergleichbarkeit werden die Versuchsergebnisse in verschiedenen Diagrammen dargestellt. Hierzu werden die Vorfaktoren  $f_v$  nach Variante 1 in Abb. 4.13 bis Abb. 4.15 der Zylinderdruckfestigkeit, dem Längsbewehrungsgrad und der statischen Höhe gegenübergestellt. Bei den Diagrammen ist ein Vorfaktor  $f_v$  von 0,5 eingezeichnet. Dieser Faktor wird auch für Hohlkörper des Typs „Eco-Line“ nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.1-282 verwendet.

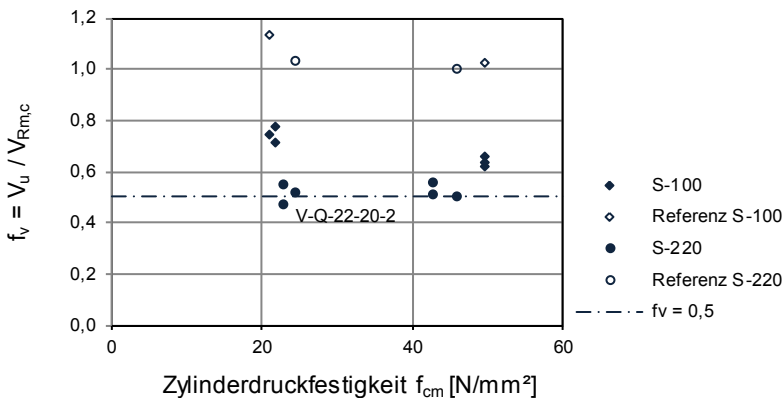


Abb. 4.13: Berechneter Faktor  $f_v$  aufgetragen über der Zylinderdruckfestigkeit

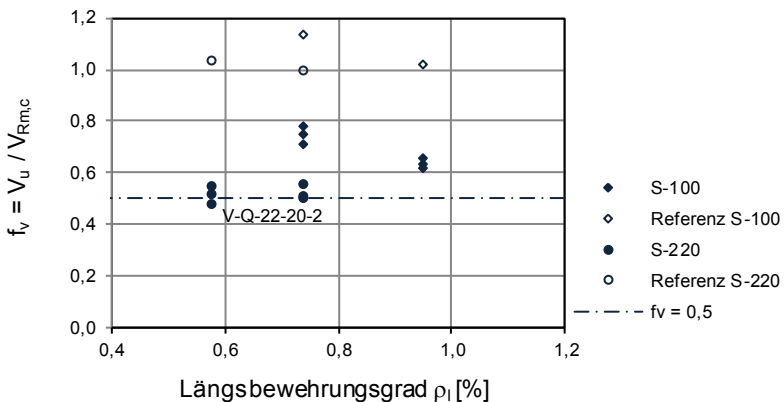


Abb. 4.14: Berechneter Faktor  $f_v$  aufgetragen über dem Längsbewehrungsgrad

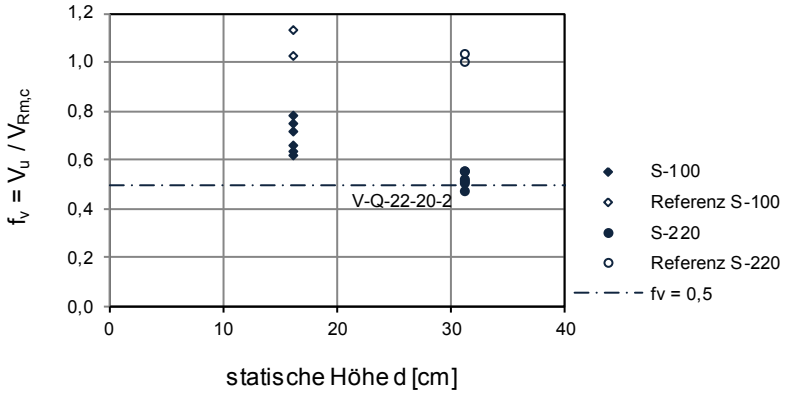


Abb. 4.15: Berechneter Faktor  $f_v$  aufgetragen über der statischen Höhe

#### 4.3.3.3 Gesamtauswertung

Die Versuchsergebnisse in den Tabellen verdeutlichen den Unterschied zwischen den Versuchen mit kleinen und großen Hohlkörperhöhen. Der Mittelwert nach Variante 1 beträgt  $f_v = 0,69$  für die Versuche mit Hohlkörpern der Serie S-100 und  $f_v = 0,52$  mit Hohlkörpern der Serie S-220. Bis auf Versuch V-Q-22-20-2 liegen alle Faktoren  $f_v$  über 0,5. Durch die Prüfung mit dem größten Hohlkörpertyp (Serie S-220) ist davon auszugehen, dass alle Zwischengrößen höhere Tragfähigkeiten liefern als die Versuche der Serie S-220.

Der Zusammenhang zwischen den Faktoren  $f_v$  und den Zylinderdruckfestigkeiten lässt keine Sicherheitsdefizite mit steigender Betonfestigkeit erkennen (siehe Abb. 4.13). Für den Anwendungsbereich werden deshalb normalfeste Betone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C45/55 empfohlen, auch wenn die maximalen Festigkeiten der geprüften Betone die Festigkeitsklasse C45/55 teilweise unterschritten. Der Zusammenhang zwischen den Faktoren  $f_v$  und den Längsbewehrungsgraden (siehe Abb. 4.14) lässt keine Auffälligkeiten erkennen und der Zusammenhang zwischen den Faktoren  $f_v$  und den statischen Höhen (siehe Abb. 4.15) bestätigt, dass die Versuche mit größeren Hohlkörperhöhen zu geringeren Vorfaktoren  $f_v$  führen als die Versuche mit kleineren Hohlkörperhöhen.

Ausschließlich bei dem Versuch V-Q-22-20-2 wurde der Faktor  $f_v = 0,5$  unterschritten. Durch Bohrkernentnahmen im Bereich der Hohlkörper wurde festgestellt, dass die Betondeckung der Hohlkörperreihen vor der Lasteinleitung geringer waren als vorgesehen ( $\geq 30$  mm statt 45 mm). Dies ist auf einen Fehler beim Betonieren zurückzuführen und erklärt die geringere Querkrafttragfähigkeit (siehe Abb. 4.16).

Unter Berücksichtigung der aufgeführten Untersuchungspunkte wird deshalb ein Vorfaktor  $f_v = 0,5$  in Verbindung mit Gleichung (4.8) zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken empfohlen. Diese kann auch durch die Gegenüberstellung der rechnerischen Querkraft und der maximal erreichten Querkraft in Abb. 4.17 begründet werden.

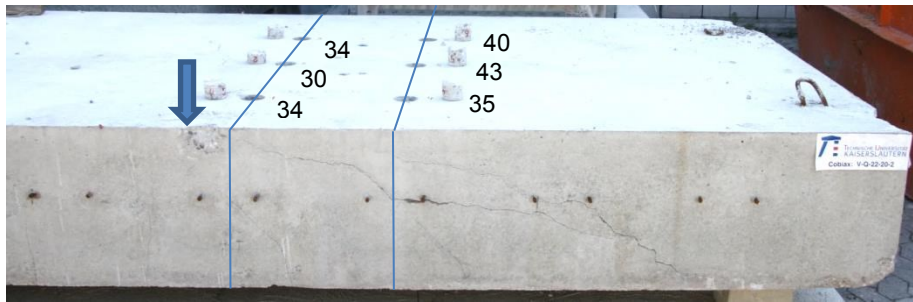


Abb. 4.16: Betondeckung oberhalb der Hohlkörper bei Versuch V-Q-22-20-2 [mm]

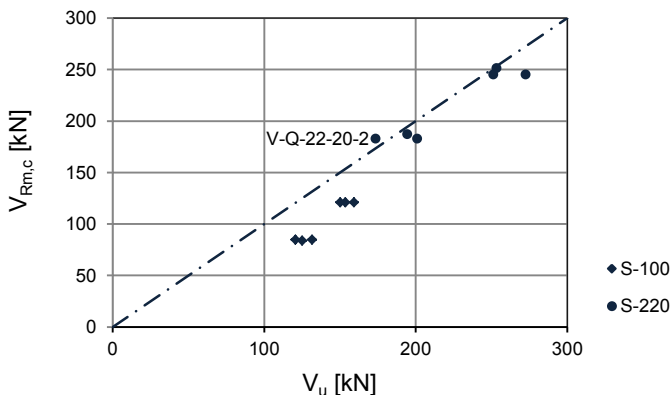


Abb. 4.17: Gegenüberstellung der rechnerischen Querkraft mit  $f_v = 0,5$  zur maximal erreichten Querkraft

#### 4.3.4 Überprüfung einzelner Versuchsdetails

##### 4.3.4.1 Tatsächliche Lasten im geprüften Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Von der Laststeigerung bis zum Versagen wurden zehn Lastzyklen mit der 1,3-fachen Gebrauchslast aufgebracht. Abb. 4.18 stellt eine Gegenüberstellung der rechnerisch 1,3-fachen Gebrauchslast zur tatsächlich angefahrenen Last dar.

$$V_{1,3 \text{ SLS},cal} = \frac{1,3 \cdot f_v \cdot V_{Rm,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_F} \quad (4.10)$$

mit:  $f_v$  Abminderungsfaktor  $f_v = 0,5$  [-]

Bis auf Versuch V-Q-10-20-1 wurde bei allen Versuchen mindestens die geforderte Last angefahren. Bei Versuch V-Q-10-20-1 wurde mit 49,20 / 51,41 nur 95,7% der geforderten Last erreicht. Dies stellt jedoch eine tolerierbare Abweichung dar.

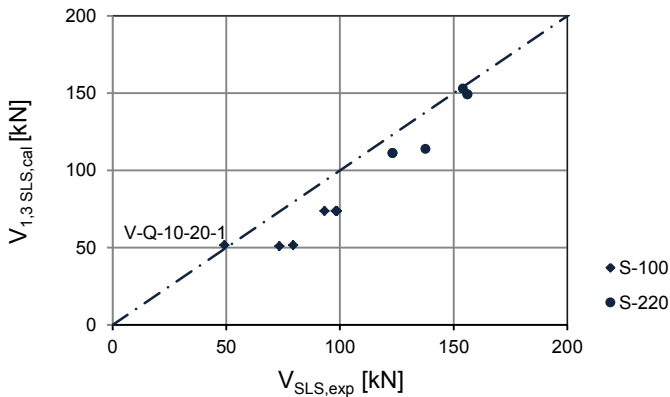


Abb. 4.18: Nachweis der Laststufe GZG (SLS)

#### 4.3.4.2 Rissentwicklung

In Anhang C.3 sind die Seitenansichten der Versuchskörper dargestellt. Unter Berücksichtigung der Risskennzeichnung „GZG“ ist teilweise ein stark ausgeprägtes Rissbild nach den zehn Lastwechseln auf dem Niveau der „1,3-fachen Gebrauchslast“ zu erkennen. Wie bei den Versuchen mit dem Hohlkörpertyp „Eco-Line“ ist der Betonquerschnitt im Bereich der Hohlkörper geschwächt, wodurch es auf Gebrauchsniveau zu einzelnen Schrägrissen im Bereich der Hohlkörper auf Äquatorebene kommt. Diese verbinden sich bei Laststeigerung in der Regel mit den Biege- rissen zum Biegeschubriss.

Die Tabellen Tab. 4.13 bis Tab. 4.16 beinhalten eine Gegenüberstellung der angefahrenen Lasten für die „1,3-fache Gebrauchslast“ und die Last im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach Gleichung (4.11). Aus den Tabellen wird ersichtlich, dass die angefahrne Last bei den meisten Versuchen deutlich höher war als die Last auf Niveau des GZG. Dies erklärt die zum Teil starke Rissbildung.

$$V_{1,0 \text{ SLS}, \text{cal}} = \frac{f_v \cdot V_{Rm,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_F} \quad (4.11)$$

mit:  $f_v$  Abminderungsfaktor  $f_v = 0,5$  [-]

Tab. 4.13: Tatsächlich angefahrne Last auf dem Niveau der „1,3-fachen Gebrauchslast“ und Gebrauchslast nach Gleichung (4.11) der Versuche S-100, C20/25

Information	Bez.	Einheit	Versuchsserie S-100, C20/25			
			V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2	V-Q-10-20-3	V-Q-10-20-4
tatsächlich angefahrne Last für die „1,3-fache Gebrauchslast“	$V_{SLS,exp}$	[kN]	49,20	79,45	73,42	107,47
Last auf dem Niveau der Gebrauchslast nach Gleichung (4.11)	$V_{1,0 \text{ SLS}, \text{cal}}$	[kN]	39,55	39,55	39,16	78,33
Quotient $V_{SLS,exp} / V_{1,0 \text{ SLS}, \text{cal}}$	---	---	1,24	2,01	1,87	1,37

#### 4 Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 4.14: Tatsächlich angefahrne Last auf dem Niveau der „1,3-fachen Gebrauchslast“ und Gebrauchslast nach Gleichung (4.11) der Versuche S-100, C45/55

Information	Bez.	Einheit	Versuchsserie S-100, C45/55			
			V-Q-10-45-1	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-3	V-Q-10-45-4
tatsächlich angefahrne Last für die „1,3-fache Gebrauchslast“	$V_{SLS,exp}$	[kN]	93,20	98,70	98,17	148,72
Last auf dem Niveau der Gebrauchslast nach Gleichung (4.11)	$V_{1,0 SLS,cal}$	[kN]	56,63	56,63	56,63	113,27
Quotient $V_{SLS,exp} / V_{1,0 SLS,cal}$	---	---	1,65	1,74	1,73	1,31

Tab. 4.15: Tatsächlich angefahrne Last auf dem Niveau der „1,3-fachen Gebrauchslast“ und Gebrauchslast nach Gleichung (4.11) der Versuche S-220, C20/25

Information	Bez.	Einheit	S-220, C20/25			
			V-Q-22-20-1	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-3	V-Q-22-20-4
tatsächlich angefahrne Last für die „1,3-fache Gebrauchslast“	$V_{SLS,exp}$	[kN]	123,19	123,19	137,72	213,27
Last auf dem Niveau der Gebrauchslast nach Gleichung (4.11)	$V_{1,0 SLS,cal}$	[kN]	85,46	85,46	87,46	174,91
Quotient $V_{SLS,exp} / V_{1,0 SLS,cal}$	---	---	1,44	1,44	1,57	1,22

Tab. 4.16: Tatsächlich angefahrne Last auf dem Niveau der „1,3-fachen Gebrauchslast“ und Gebrauchslast nach Gleichung (4.11) der Versuche S-220, C45/55

Information	Bez.	Einheit	S-220, C45/55			
			V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2	V-Q-22-45-3	V-Q-22-45-4
tatsächlich angefahrne Last für die „1,3-fache Gebrauchslast“	$V_{SLS,exp}$	[kN]	156,19	156,19	154,22	312,27
Last auf dem Niveau der Gebrauchslast nach Gleichung (4.11)	$V_{1,0 SLS,cal}$	[kN]	114,65	114,65	117,50	235,00
Quotient $V_{SLS,exp} / V_{1,0 SLS,cal}$	---	---	1,36	1,36	1,31	1,33



## 4.4 Bemessung der Querkrafttragfähigkeit

### 4.4.1 Allgemeines

Durch die Hohlkörper kommt es gegenüber der Vollplatte zu einer Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit, die durch die Hohlkörperhöhe und Lage der Hohlkörper im Querschnitt beeinflusst wird. Die Reduzierung wird ungünstig durch den konstanten Faktor  $f_v = 0,5$  in Verbindung mit Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1* berücksichtigt. Eine Staffelung des Vorfaktors in Abhängigkeit der Hohlkörperhöhe ist möglich, hierzu sind weitere Untersuchungen notwendig. Der positive Einfluss von planmäßigem Längsdruck im Querschnitt wird nicht berücksichtigt. Der Einfluss von Zugspannungen wurde nicht untersucht und wird ausgeschlossen. Hierdurch ergibt sich die folgende Bemessungsgleichung zur Bemessung der Hohlkörperdecken:

$$V_{Rd,c,vfs} = f_v \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (4.12)$$

mit:  $f_v$  Abminderungsfaktor  $f_v = 0,5$  [-]

### 4.4.2 Einzuhaltende Randbedingungen

Der Anwendungsbereich wird auf den Einsatz in Stahlbetondecken aus normalfeste Betone der geprüften Festigkeitsklassen C20/25 bis C45/55 begrenzt.

Die Hohlkörper werden in der Praxis einem Achsabstand von 350 mm eingebaut. Der zulässige Mindestachsabstand entspricht bei einem Vorhaltemaß von 5 mm dem geprüften Achsabstand von 345 mm.

Als Mindestmaß für den Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper werden 50 mm, entsprechend der geprüften Höhe von 45 mm zuzüglich eines Vorhaltemaßes von 5 mm, ausgewiesen.

Die Bewehrungslagen direkt unter und über den Hohlkörpern sind senkrecht zu den Verteilerstäben der Haltekörbe einzubauen, um die durch die Haltekörbe gesicherte Betonüberdeckung zwischen Hohlkörper und Bewehrung nicht zu unterschreiten.



## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

### 5.1 Allgemeines

Verbundfugen treten in fast allen Betontragwerken auf. Es wird zwischen Arbeitsfugen und Fugen durch die Verwendung von Halbfertigteilen mit Ortbetonerfüllung differenziert (*Tillmann 2008*). Hängt das Tragverhalten eines in mehreren Schritten betonierten Betonbauteils von dem Schubtragverhalten der Fuge ab, so wird diese als Schubfuge bezeichnet (*Zilch u. Müller 2007*).

Arbeitsfugen treten auf, wenn ein Bauteil in zeitlichen Abständen betoniert wird. Drei Beispiele für Schubfugen durch die Verwendung von Halbfertigteilen sind in Abb. 5.1 dargestellt.

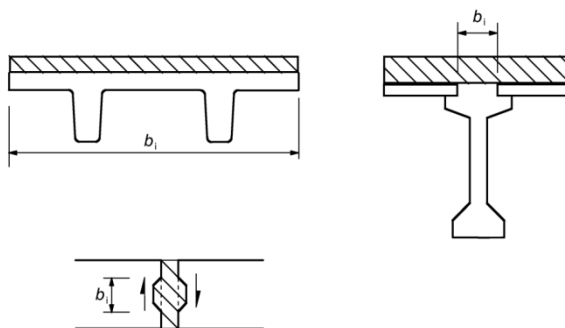


Abb. 5.1: Beispiele für Schubfugen (Bild 6.8 in *DIN EN 1992-1-1*)

Durch eine Fugenbemessung soll sichergestellt werden, dass die auftretenden Längsschubspannungen über die Fuge abgetragen werden. Durch die Verformungsfigur eines belasteten Einfeldträgers kann die Wirkung dieser Schubspannungen verdeutlicht werden. Der Träger in Abb. 5.2 besteht aus zwei zeitlich versetzt betonierten Lage. Es wurde keine Bewehrung in der Fuge eingebaut. Auf der linken Seite ist der verformte Träger vor Erreichen der maximal aufnehmbaren Schubspannungen in der Fuge dargestellt. Der Träger kann noch als monolithisches Bauteil angesehen werden. Durch das Überschreiten der maximal aufnehmbaren Schubspannungen bei einer weiteren Laststeigerung löst sich der Verbund in der Fuge und Relativverschiebungen zwischen den Fugenufern stellen sich ein. Wie auf der rechten Seite von Abb. 5.2 zu erkennen, reißt die Fuge in dem Bereich auf, in dem die auftretenden Schubspannungen über den aufnehmbaren Schubspannungen liegen.

Für den Träger ergibt sich durch das Verbundversagen ein erheblicher Steifigkeitsabfall, der zu einer Zunahme der Verformungen führt. Durch die Anordnung von Verbundbewehrung kann eine Erhöhung der Fugentragfähigkeit erreicht und eine größere Verschiebung verhindert werden (*Daschner 1976*).

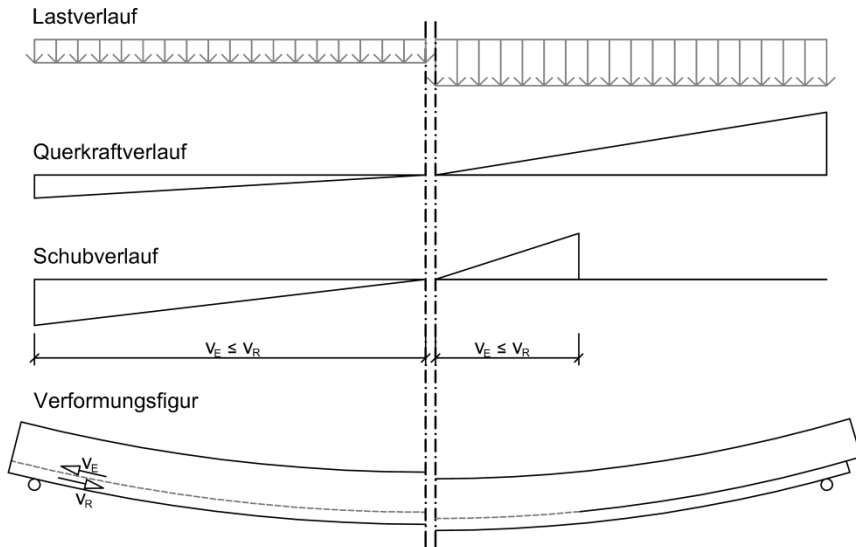


Abb. 5.2: Schubkräfte in der Fuge eines Einfeldträgers mit nachträglich ergänzter Betonschicht bei unterschiedlich hoher Belastung

Die Tragfähigkeit einer Fuge hängt größtenteils von folgenden Faktoren ab (Randl u. a. 2008):

- zeitlicher Abstand der beiden Betonagen,
- Eigenschaften der Fugenoberfläche,
- Frischbetonkonsistenz der Ergänzungsschicht,
- Betonfestigkeiten der beiden Schichten (Druck und Zug),
- Verbundbewehrung,
- Größe der senkrecht zur Fugenebene wirkenden Spannung.

Der Einfluss einiger Faktoren wurde von *Daschner* 1976 in einer umfangreichen Versuchsstudie mit 176 Abscherkörpern und 14 Plattenbalken untersucht. Außerdem leisteten *Schäfer u. a.* 1996, *Randl* 1997 und *Müller* 2009 mit ihren Untersuchungen ebenfalls einen wesentlichen Beitrag zum heutigen Wissensstand.

Schubfugen treten auch bei der Sanierung von bestehenden Betondecken, die durch eine Betonergänzung ertüchtigt werden können, auf. Hierzu wird auf *Beushausen u. a.* 2005 und *Zilch u. Mainz* 2002 verwiesen.

### 5.1.1 Nachweisführung bei Massivdecken

In Deutschland werden Schubfugen nach Abschnitt 6.2.5 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit den Regelungen im Nationalen Anhang (*DIN EN 1992-1-1/NA*) nachgewiesen. Die Bemessung erfolgt auf Grundlage einer Schubreibungstheorie. Dabei muss der Bemessungswert der Schubspannung in der Fuge kleiner sein als der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit (siehe Gleichung (5.1)).

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (5.1)$$

mit:  $v_{Edi}$  einwirkende Schubspannung nach Gleichung (5.2)  
 $v_{Rdi}$  Schubtragfähigkeit in der Fuge nach Gleichung (5.3)

### 5.1.1.1 Bemessungswert der Schubspannung in der Fuge

Die einwirkende Schubspannung nach Gleichung 6.24 in *DIN EN 1992-1-1* (siehe Gleichung (5.2)) wird über die Querkraft  $V_{Ed}$ , die über die Höhe  $z$  verteilt wird, berechnet (*Heft 600*).

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (5.2)$$

mit:  $\beta$  Verhältniswert der anzuschließenden Kraft  $F_{cdi}$  zur gesamten Gurtlängskraft  $F_{cd}$  aus der Biegebeanspruchung  
 $b_i$  Fugenbreite  
 $z$  innerer Hebelarm (Nach *DIN EN 1992-1-1/NA* kann  $z = 0,9 \cdot d$  angenommen werden, wenn nicht die gleiche Bewehrung wie für die Querkraftbemessung angesetzt wird.)

### 5.1.1.2 Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge setzt sich aus den drei Traganteilen Adhäsion, Reibung und Bewehrung zusammen. In Abb. 5.3 sind die drei Traganteile einer Verbundfuge dargestellt. Werden diese addiert, ergibt sich die Gesamtschubtragfähigkeit entsprechend der Gleichung (5.3). Die Tragfähigkeit der Verbundfuge ist dabei durch die maximale Schubtragfähigkeit begrenzt, die von der Betondruckfestigkeit abhängt.

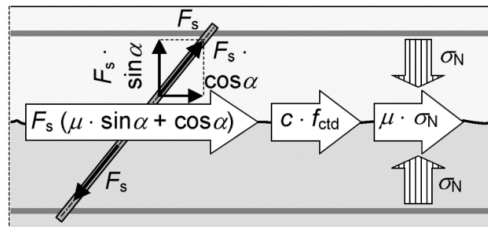


Abb. 5.3: Traganteile in einer schubbeanspruchten Verbundfuge (*Fingerloos 2006*)

$$v_{Rdi} = v_{Rdi,ad} + v_{Rdi,r} + v_{Rdi,sy} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.3)$$

mit:  $v_{Rdi,ad}$  Traganteil der Adhäsion nach Gleichung (5.5)  
 $v_{Rdi,r}$  Traganteil der Reibung nach Gleichung (5.7)  
 $v_{Rdi,sy}$  Traganteil der Bewehrung nach Gleichung (5.8)  
 $v$  Festigkeitsabminderungsbeiwert nach Gleichung (5.4) mit  $f_{ck}$  in N/mm<sup>2</sup>

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (5.4)$$

### 5.1.1.3 Berücksichtigung der einzelnen Schubtraganteile

Die Adhäsion bezeichnet den Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton (siehe Gleichung (5.5)).

$$v_{Rdi,ad} = c \cdot f_{ctd} \quad (5.5)$$

mit:  $c$  Der Rauigkeitsbeiwert  $c$  ist abhängig von der Oberflächenrauigkeit, die in die Kategorien sehr glatt, glatt, rau oder verzahnt unterteilt werden. Die Werte für  $c$  sowie die Anforderungen für die einzelnen Oberflächenkategorien sind in Tab. 5.1 aufgeführt.

$f_{ctd}$  Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit kann nach Gleichung (5.6) berechnet werden.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (5.6)$$

mit:  $\alpha_{ct}$  Langzeitbeiwert:  $\alpha_{ct} = 0,85$  nach *DIN EN 1992-1-1/NA*

$f_{ctk;0,05}$  5 %-Quantil der Betonzugfestigkeit

Der Traganteil der Reibung, infolge einer Normalspannung senkrecht zur Fuge, wird nach Gleichung (5.7) berechnet.

$$v_{Rdi,r} = \mu \cdot \sigma_n \quad (5.7)$$

mit:  $\mu$  Beiwert zur Berücksichtigung der Fugenrauigkeit (siehe Tab. 5.1)

$\sigma_n$  senkrecht zur Fuge wirkende Normalspannung

Der Traganteil der Bewehrung, die die Fuge kreuzt, wird durch Gleichung (5.8) berücksichtigt.

$$v_{Rdi,sy} = \rho \cdot f_{yd} (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (5.8)$$

mit:  $\rho$  Bewehrungsgehalt der Verbundbewehrung

$f_{yd}$  Bemessungswert der Stahlstreckgrenze

1,2 Erhöhung der Reibungskomponente der Bewehrung um den Faktor 1,2 nach *DIN EN 1992-1-1/NA*. Dieser Faktor wurde bereits in *DIN 1045-1 2001* verwendet und kann durch die Dübelwirkung der Verbundbewehrung erklärt werden (*Fingerloos u. Zilch 2008*).

$\alpha$  Neigungswinkel der Verbundbewehrung (Druckstäbe werden nicht angesetzt ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ))

Tab. 5.1: Oberflächenkategorien nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

Kategorie	Beschreibung der Oberfläche	c [-]	$\mu$ [-]
sehr glatt	gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalung betoniert oder unbehandelt bei einer Frischbeton Konsistenz $\geq F5$	0 ( $\geq 0,025$ und $\leq 0,10$ , wenn nachweislich begründet)	0,5
glatt	abgezogen, im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt oder nach Verdichten ohne weitere Behandlung $R_f < 1,5$ mm	0,20	0,6
rau	3 mm Rauigkeit erzeugt durch einen Rechen (Zinkenabstand $\approx 40$ mm) oder durch freilegen der Gesteinskörner oder eine andere Methode, durch die eine äquivalente Oberflächenstruktur erreicht wird $R_f \geq 1,5$ mm	0,40	0,7
verzahnt	Verzahnung mit einer Zahntiefe $d \geq 10$ mm, einer Zahnbreite $h_1 \leq 10$ d und $h_2 \leq 10$ d sowie der Bedingung $0,8 \leq h_1/h_2 \leq 1,25$ oder bei 6 mm freigelegten Gesteinskörnern ( $d_g \geq 16$ mm) $R_f \geq 3$ mm	0,50	0,9

#### 5.1.1.4 Kritik am Nachweiskonzept

Die Genauigkeit des aktuellen Nachweiskonzeptes nach DIN EN 1992-1-1 wurde bereits mehrfach in Frage gestellt.

Zilch u. Müller 2007 kritisieren beispielsweise die Überlagerung des adhäsiven Verbundes mit dem Traganteil der Bewehrung. Der Haftverbund ist so lange vorhanden bis die Fuge reißt. Zur Aktivierung der Bewehrungszugkräfte ist eine Verschiebung erforderlich, weshalb eine Überlagerung nicht dem tatsächlichen Tragverhalten entspricht. In Abb. 5.4 wird dies mit Hilfe einer Darstellung des Schubspannungsverlaufs in Abhängigkeit der Fugenrelativverschiebung verdeutlicht. Es sind die Spannungen der Traganteile Adhäsion  $\tau_{adh}$ , Reibung  $\tau_R$  und der Bewehrung  $\tau_B$  über der Verschiebung  $w$  aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass durch die Bewehrung erst Schubspannungen übertragen werden, wenn der Haftverbund schon fast vollständig versagt hat.

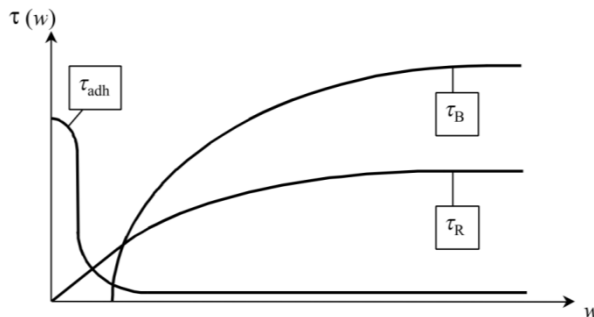


Abb. 5.4: Schematische Darstellung des Schubspannungsverlaufs in Abhängigkeit der Fugenrelativverschiebung  $w$  (Reinecke 2000)

Randl 1997 hat zudem durch eine umfangreiche Versuchsserie bestätigt, dass die Verbundbewehrung im Versagenszustand nicht voll ausgenutzt wird. Zum Teil erreichen die Stahldehnungen beim Versagen nur die Hälfte der Fließdehnung.

Im Falle eines Haftverbundversagens, das ohne Vorankündigung erfolgt, müsste die Verbundbewehrung die frei werdenden Spannungen aufnehmen können

(Randl 2010). Nach *DIN EN 1992-1-1* wird kein Mindestbewehrungsgrad gefordert. Wenn der Traganteil der Bewehrung kleiner ist als der des Haftverbundes kann die Überlagerung der Traganteile bei der Bemessung zu einem schlagartigen Versagen des Gesamttragwerks führen.

### **5.1.2 Nachweis bei Hohlkörperdecken**

Für die Bemessung der Schubtragfähigkeit von Hohlkörperdecken wird im Regelfall davon ausgegangen, dass eine Bemessung nach Gleichung (5.1) erfolgen kann (siehe Abschnitt 3.3.6 in *Z-15.1-282*). Der Nachweis muss mit reduzierter Verbundfläche durchgeführt werden (siehe Gleichung (5.9)). In diesem Kapitel wird untersucht, in welchem Maß die rechnerische Verbundfläche zu reduzieren ist.

$$A_{i,red} = A_i \cdot f_{A,vfs} \quad (5.9)$$

## **5.2 Untersuchungen an Kleinkörpern**

### **5.2.1 Allgemeines**

In einem ersten Schritt wurden zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Schubfugenbemessung nach *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit einem Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der reduzierten Fläche Kleinkörperversuche durchgeführt.

Die Versuche wurden im Rahmen der Diplomarbeit *Del Fabbro 2012* unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen.

### **5.2.2 Versuchsprogramm**

Bei der Erstellung des Versuchsprogramms der Kleinkörperversuche wurden verschiedene praxisrelevante Parameter berücksichtigt. Die Versuche wurden in zwei Versuchsserien aufgeteilt, die sich durch die Herstellung in der Halbfertigteile- und Ortbetonvariante unterscheiden.

Bei beiden Versuchsserien wurden die folgenden Parameter variiert. Die Abkürzungen hinter den Parametern wurden zur Konzeption der Versuchsbezeichnung verwendet:

- Halbfertigteil (F) und Ortbetonvariante (O),
- ohne Hohlkörper (oH), mit Hohlkörpern der kleinsten Höhe = 100 mm (10), mit Hohlkörper der größten Höhe = 220 mm (22),
- ohne Bewehrung (oB) und mit Haltekorb als Bewehrung bei der Ortbetonvariante (BK),
- ohne Normalspannungen (oS) und mit Normalspannungen (mS),
- glatte Oberfläche (g), aufgeraute Oberfläche der Oberflächenkategorie „rau“,
- nach Tab. 5.1 (r) und mit Splitteinstreuung bei der Ortbetonvariante (s).



Bei der Versuchsserie der Halbfertigteilvariante wurden zudem verschiedene Abstände der Hohlkörper zur Verbundfuge geprüft:

- Bewehrungsunterlage von 16 mm (BU),
- Bewehrungsunterlage mit einem Abstand von 30 mm (B3), von 40 mm (B4) und von 50 mm (B5).

Die Normalkraft senkrecht zur Fuge wurde proportional zur Kraft in der Fugenebene gesteigert. In Anlehnung an den Versuchsaufbau von beispielsweise Zilch 2002 (vergleiche Abb. 5.6, Versuchsaufbau H) wurde der Winkel der Resultierenden zu 30° gewählt. Die Normalkraft beträgt folglich das 0,577-fache der Schubkraft. Diese Versuche wurden aus wissenschaftlichem Interesse durchgeführt, obwohl dieser Fall in der Praxis kaum auftritt.

Bei der Ortbetonvariante gibt es in der Praxis keine Möglichkeit, die Fugenoberfläche aufzurauen, weshalb die Fugenoberflächen als glatt eingestuft wurden. Zudem wurde untersucht, ob eine Splitteinstreuung zur Steigerung der Schubtragfähigkeit führt.

Insgesamt wurden 24 Betonhalbfertigteilkörper und 15 Ortbetonkörper geprüft (siehe Tab. 5.2).

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 5.2: Versuchsprogramm der Halbfertigteilvariante und der Ortbetonvariante

Abkürzung:		oH	10	22	oB	BK	BU	B3	B4	B5	oS	mS	g	r	s
Versuchsserie	Versuchsbezeichnung	ohne Hohlkörper	Slim-Line 100	Slim-Line 220	ohne Bewehrung	mit Haltekorb	Bewehrungsunterlage Abstand 16 mm	Bewehrungsunterlage Abstand 30 mm	Bewehrungsunterlage Abstand 40 mm	Bewehrungsunterlage Abstand 50 mm	ohne Spannung	mit Spannung	glatte Oberfläche	raue Oberfläche	Split
Halbfertigteilvariante	T-F-oH-oB-mS-r	x			x							x		x	
	V-F-oH-oB-oS-g	x			x						x		x		
	V-F-oH-oB-oS-r	x			x						x			x	
	V-F-oH-oB-mS-g	x			x							x	x		
	V-F-oH-oB-mS-r	x			x							x		x	
	V-F-10-oB-oS-g		x		x						x		x		
	V-F-10-oB-oS-r		x		x						x			x	
	V-F-10-oB-mS-g		x		x							x	x		
	V-F-10-oB-mS-r		x		x							x		x	
	V-F-10-BU-oS-g		x				x				x		x		
	V-F-10-BU-oS-r		x				x				x			x	
	V-F-10-BU-mS-g		x				x					x	x		
	V-F-10-BU-mS-r		x				x					x		x	
	V-F-10-B3-mS-r		x					x				x		x	
	V-F-10-B4-mS-r		x						x			x		x	
	V-F-10-B5-mS-r		x							x		x		x	
	V-F-22-oB-oS-g			x	x						x		x		
	V-F-22-oB-oS-r			x	x						x			x	
	V-F-22-oB-mS-g			x	x							x	x		
	V-F-22-oB-mS-r			x	x							x		x	
	V-F-22-BU-oS-g			x			x				x		x		
	V-F-22-BU-oS-r			x			x				x			x	
	V-F-22-BU-mS-g			x			x					x	x		
	V-F-22-BU-mS-r			x			x						x	x	
Ortbetonvariante	V-O-oH-oB-oS-g	x			x						x		x		
	V-O-oH-oB-oS-s	x			x						x				x
	V-O-oH-oB-mS-g	x			x							x	x		
	V-O-oH-BK-oS-g	x				x					x		x		
	V-O-oH-BK-mS-g	x				x						x	x		
	V-O-10-oB-oS-g		x		x						x		x		
	V-O-10-oB-oS-s		x		x						x				x
	V-O-10-oB-mS-g		x		x							x	x		
	V-O-10-BK-oS-g		x			x					x		x		
	V-O-10-BK-mS-g		x			x						x	x		
	V-O-22-oB-oS-g			x	x						x		x		
	V-O-22-oB-oS-s			x	x						x				x
	V-O-22-oB-mS-g			x	x							x	x		
	V-O-22-BK-oS-g			x		x					x		x		
	V-O-22-BK-mS-g			x		x						x	x		

### 5.2.3 Details zu den Versuchskörpern

#### 5.2.3.1 Art der Versuchskörper

Für die Art der Versuchskörper zur Schubtragfähigkeit von Verbundfugen stehen verschiedene Versuchsaufbauten zur Verfügung. Zusammenstellungen ausgewählter Versuche sind beispielsweise in *Randl 1997* oder *Beushausen u. a. 2005* enthalten (siehe Abb. 5.5).

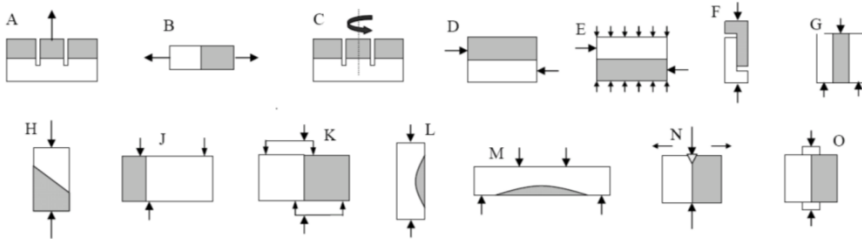


Abb. 5.5: Schematische Darstellung einiger in der Literatur verwendeter Versuchsaufbauten (Beushausen u. a. 2005)

Der Aufbau B wurde von Schäfer u. a. 1996 verwendet, um den Haftverbund unterschiedlicher Oberflächen zu testen und der Aufbau H von Zilch u. Mainz 2002 sowie Daschner 1976 zur Untersuchung der Einflüsse einzelner Parameter. Müller 2009 wählte Aufbau G für seine dynamischen Versuche. Randl 1997 hingegen entschied sich für Aufbau D, um unter anderem das Zusammenwirken von Adhäsion, Reibung und Bewehrung zu untersuchen.

Durch das folgende Ausschlussverfahren wurde die Versuchsanordnung J gewählt. Gemäß dem Versuchsprogramm wurde in mehreren Versuchen zusätzliche Normalspannungen in Anlehnung an Versuchsanordnung E aufgebracht:

- Versuchsanordnungen A, B, C, N und O dienen ausschließlich zur Untersuchung des Haftverbundes;
- Versuchsanordnung D führt zum Kippen des Versuchskörpers infolge Exzentrizität;
- Versuchsanordnungen F, G und K erfordern einen Mehraufwand bezüglich der Versuchskörperherstellung und Versuchsdurchführung;
- Versuchsanordnung H würde durch den Einbau der Hohlkörper zu sehr großen Versuchskörpern führen;
- Versuchsanordnungen L und M mit gekrümmten Verbundflächen sind mit den Hohlkörpern nicht zu empfehlen, weil für die Versuche mit Hohlkörpern durch die geometrischen Verhältnisse eine ebene Fläche erforderlich ist.

In Abb. 5.6 ist der gewählte Versuchsaufbau für die Versuche ohne und mit einer Normalspannung dargestellt.

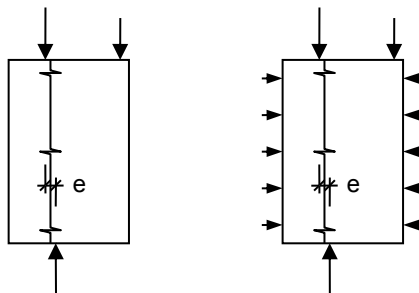


Abb. 5.6: Schematische Darstellung des gewählten Versuchsaufbaus ohne Normalspannungen (links) und mit Normalspannungen in der Verbundfuge (rechts)

### 5.2.3.2 Festlegung der Kantenlängen

Die untersuchten Hohlkörper werden im Regelfall mit einem Achsabstand von 350 mm eingebaut (siehe auch Kapitel 2). Die Abminderung der Verbundfläche kann in Abhängigkeit der Hohlkörper und deren Einbindetiefe berechnet werden. Der Achsabstand von 350 mm wurde bei den Versuchskörpern berücksichtigt, um eine praxismäßige Abminderung der Verbundfläche zu prüfen. Auf ein Vorhaltemaß wurde verzichtet, weil die Gesamtverbundfläche über einen größeren Bereich auch in der Praxis immer der geplanten Verbundfläche entspricht. Aufgrund der zu erwartenden Kräfte wurde nur ein Hohlkörper je Versuchskörper eingebaut. Hierdurch ergibt sich eine Kantenlänge der Versuchskörper von 350 mm.

Durch die Prüfung der kleinsten und größten Hohlkörperhöhe von 100 und 220 mm wurden unterschiedlich tiefe Versuchskörper hergestellt.

Die Dicke der ersten Betonschicht wurde für alle Versuchskörper gleich gewählt. Unter Berücksichtigung der Einbindetiefe der Hohlkörper von 40 mm, zuzüglich 10 mm durch den Haltekorb und der Betondeckung, wurde eine Dicke von 80 mm gewählt (siehe Abb. 5.9).

### 5.2.3.3 Ausrichtung der Haltekörbe

Die Ausrichtung der Haltekörbe hat aufgrund der Neigung der Bewehrungsstäbe einen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit. Es musste untersucht werden, welcher der beiden Einbaumöglichkeiten den ungünstigsten Fall darstellt (siehe auch Abb. 5.9):

- Die Schubbeanspruchung wirkt in Richtung der Haltekorbachse. Dabei wird die Schubfuge durch vier Bewehrungsstäbe mit einem Neigungswinkel von 90° und somit senkrecht in Richtung der Schubkraft gekreuzt;
- Die Schubbeanspruchung wirkt quer zur Haltekorbachse. Dabei wird die Schubfuge bei den Haltekörben der 100 mm hohen Hohlkörper durch jeweils zwei mal zwei Bewehrungsstäben mit Neigungswinkeln von 53° und 127° gekreuzt. Bei den Haltekörben der 220 mm hohen Hohlkörper betragen die Neigungswinkel 74° und 106°.

Der Traganteil der beiden Verbundbewehrungsstäbe unter einem Neigungswinkel von 90° kann nach Gleichung (5.10) berechnet werden.

$$F_{sy,90,1992} = 2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \mu \quad (5.10)$$

Bei geneigten Stäben darf nach *DIN EN 1992-1-1* die Resultierende der Diagonalen angesetzt werden. Bei genau entgegengesetzt geneigten Stäben ergibt sich die Resultierende zu 90°. Daraus folgt der gleiche Traganteil wie aus Gleichung (5.10) (siehe Gleichung (5.11)).

$$F_{sy,\alpha,1992} = 2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \mu \quad (5.11)$$

In *DIN EN 13747* werden Deckenplatten mit Ortbetonerfüllung geregelt. Hiernach werden die Traganteile zweier diagonalen Stäbe entsprechend Abb. 5.7 berechnet.

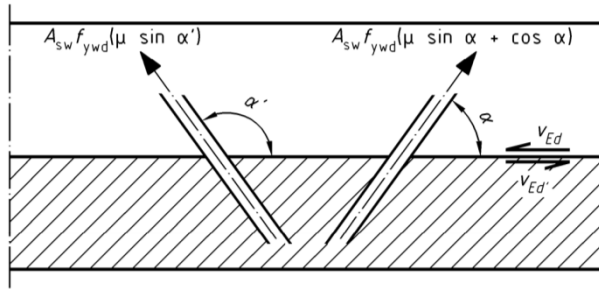


Abb. 5.7: Tragfähigkeit der Verbundbewehrung bei zwei diagonalen Stäben (*DIN EN 13747*)

Bei genau entgegengesetzt geneigten Stäben kann durch die geometrische Beziehung  $\alpha = 180^\circ - \alpha'$  der Ausdruck  $\sin \alpha'$  durch  $\sin \alpha$  ersetzt werden, wodurch sich Gleichung (5.12) ergibt.

$$F_{sy,\alpha,13747} = A_s \cdot f_y \cdot (\mu \sin \alpha + \mu \sin \alpha' + \cos \alpha) = A_s \cdot f_y \cdot (2 \cdot \mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (5.12)$$

Durch Abb. 5.8 wird die Abhängigkeit des Traganteils vom Neigungswinkel verdeutlicht. Es wird deutlich, dass *DIN EN 13747* größere Werte bei entgegengesetzt geneigten Stäben zulässt, weshalb für die Versuche die Anordnung mit senkrechten Stäben gewählt wurde (siehe Abb. 5.9). Alle weiteren Versuchskörper sind in Anhang D.1 dargestellt.

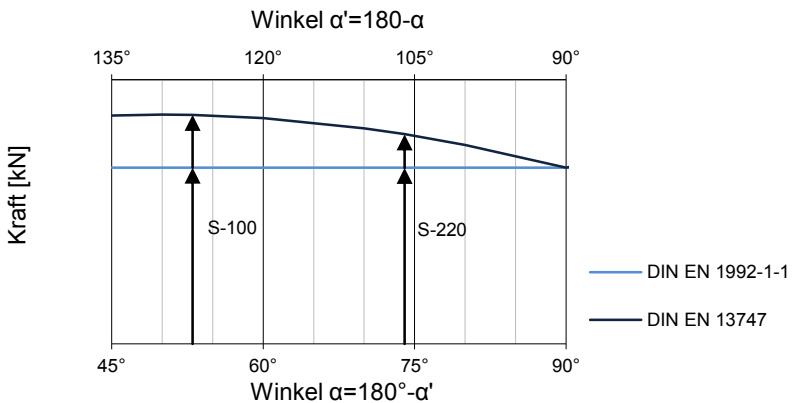


Abb. 5.8: Tragfähigkeit von zwei entgegengesetzt geneigten Stäben in Abhängigkeit des Neigungswinkels

V-O-22-BK-oS-g  
V-O-22-BK-mS-g

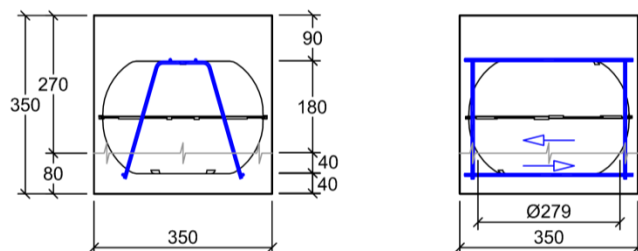


Abb. 5.9: Schnitte der Versuchskörper V-O-22-BK-oS-g und -mS-g mit Angabe der Belastungsrichtung (Maße in mm)

#### 5.2.3.4 Oberflächenrauigkeit der Verbundfugen

Zur Ermittlung der Rauigkeit von Oberflächen stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Anhang von Fotografien können ausschließlich voneinander abweichende Oberflächen gegenübergestellt werden. Kostspielige Verfahren sind die Laservermessung als optische Variante oder die Vermessung mit Hilfe von elektrischen Tastschrittgeräten. Eine gängige und einfache Lösung ist das Sandflächenersatzverfahren nach *Kaufmann 1971* oder das Sandfleckenverfahren nach *DIN EN 13036-1*, welches auch eine rechnerische Auswertung ermöglicht.

#### Beschreibung des Sandflächenersatzverfahrens nach *Kaufmann 1971*

Das Sandflächenersatzverfahren nach *Kaufmann 1971*, auch Verfüllmethode genannt (*Schäfer u. a. 1996*), wird hauptsächlich im Straßenbau angewendet (siehe *ZTV-ING 2006* der Bundesanstalt für Straßenwesen) und kann für horizontale Oberflächen eingesetzt werden.

Zur Anwendung wird 25 bis 50 cm<sup>3</sup> trockener Quarzsand mit einer Korngröße von 0,1 bis 0,5 mm auf die zu prüfende Oberfläche geschüttet. Der Sand wird mittels einer runden Hartholzscheibe mit einem Durchmesser von 50 mm, unter Anwendung sich spiralförmig erweiternder Kreisbewegungen, verteilt. Die Quarzkörner sollen dabei in die Vertiefungen ohne Druck hinein rollen. Ziel ist die Herstellung eines möglichst runden Kreises mit ebener Sandoberfläche.

Die Rautiefe  $R_t$  nach *Kaufmann 1971* ist die Höhe des äquivalenten Volumens (siehe Abb. 5.10) und wird nach Gleichung (5.13) berechnet. Zur Überprüfung einer Oberflächenrauigkeit kann Tab. 5.3 verwendet werden.

$$R_t = 40 \cdot \frac{V}{\pi d^2} \quad (5.13)$$

mit:  $R_t$  Rautiefe in mm

$V$  Quarzsandvolumen  $V$  [cm<sup>3</sup>]

$d$  Durchmesser des Kreises  $d$  in [cm]

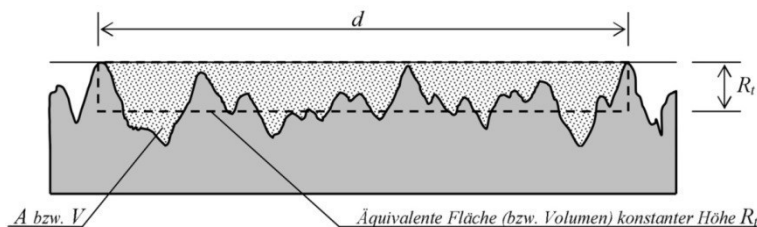


Abb. 5.10: Definition der Rautiefe  $R_t$  beim Sandflächenverfahren nach *Kaufmann 1971* (Heft 600)

Tab. 5.3: Minstdurchmesser  $d_{min}$  in Abhängigkeit vom Volumen (nach ZTV-ING 2006)

		V [cm³]					
		25	30	35	40	45	50
$R_t = 1,0 \text{ mm}$	$d_{min} [\text{cm}]$	18	20	21	23	24	25
$R_t = 1,5 \text{ mm}$	$d_{min} [\text{cm}]$	15	16	17	18	20	21
$R_t = 2,0 \text{ mm}$	$d_{min} [\text{cm}]$	13	14	15	16	17	18

### Oberflächenaufräufung

Um eine Oberflächenkategorie „rau“ zu erreichen, muss die mittlere Rauigkeit  $R_t \geq 1,5 \text{ mm}$  betragen (siehe Tab. 5.1). Diese wird nach *DIN EN 1992-1-1* durch die Anwendung eines Rechens mit ungefähr 40 mm Zinkenabstand erreicht. Über die Breite und Eindringtiefe der Zinken wird jedoch keine Aussage getroffen.

In Anlehnung an *Daschner 1976* wurde ein eigens angefertigter Nagelrechen verwendet (siehe Abb. 5.12). Nachfolgend wird die Bestimmung von Nageldurchmesser und Nagelabstand sowie der Eindringtiefe beschrieben:

1. Wahl des Quarkreisdurchmessers zum Vergleich:  $d = 20 \text{ mm}$  (Wert aus Tab. 5.3),
2. Annahme der mittleren Rauigkeit der unbehandelten Oberfläche:  $R_{t,glatt} = 1 [\text{mm}] \rightarrow V_{glatt} = 30 [\text{cm}^3]$  nach Tab. 5.3,
3. gewünschte Rautiefe  $R_{t,rau} = 1,5 [\text{mm}] \rightarrow V_{rau} = 45 \text{ cm}^3$  nach Tab. 5.3,
4. Differenz:  $\Delta V = V_{rau} - V_{glatt} = 15 [\text{cm}^3]$ ,
5. Wahl der Stahlnägel:  $2,7 \times 50 [\text{mm}]$  (Spitzen entfernt),
6. Wahl des Nagelabstandes:  $40 [\text{mm}]$ ,
7. entsprechend Abb. 5.11 ergibt sich die Grundfläche der Rillen:  $A_R \approx 22 [\text{cm}^2]$ ,
8. die erforderliche Eindringtiefe folgt dann aus  $t = \Delta V / A_R \approx 7 [\text{mm}]$ .

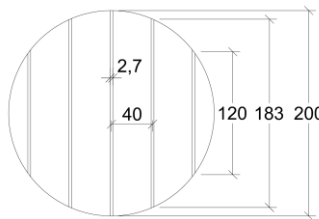


Abb. 5.11: Grundfläche der Rillen durch den angefertigten Nagelrechen

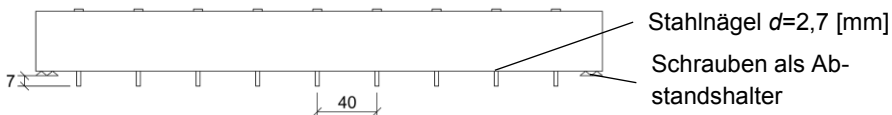


Abb. 5.12: Zeichnung des angefertigten Nagelrechens

Für die Versuchskörper der Ortbetonvariante mit Splitteinstreuung wurde ein Splitt mit einer Korngröße von 5 – 8 mm und einem Splittvolumen von  $100 \text{ cm}^3$  für den Referenzversuchskörper gewählt. Entsprechend der Abminderung der Verbundfugen

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

wurden für die Hohlkörper der Höhe 100 mm 36,5 cm<sup>3</sup> und für die Hohlkörper der Höhe 220 mm 50 cm<sup>3</sup> eingesetzt.

### **Oberflächenrauigkeiten der geprüften Verbundfugen**

In Abb. 5.13 sind exemplarisch die unterschiedlichen Oberflächen dargestellt. Die Oberflächenfotos der verwendeten Fertigteilplatten mit den gemessenen Rauigkeiten sind in Anhang D.3 dargestellt. Alle Rauigkeiten sind auch in Tab. 5.6 angegeben.

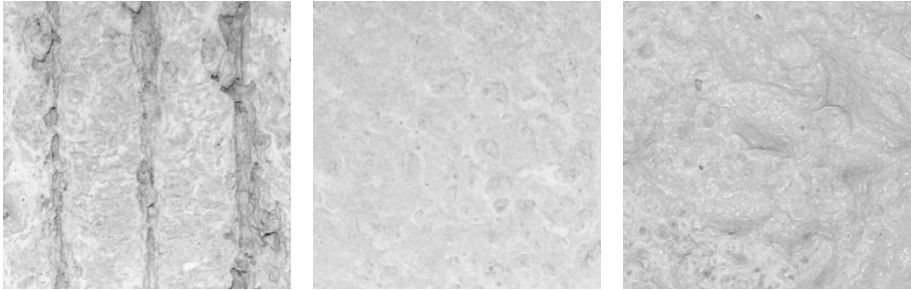


Abb. 5.13: Fugenoberfläche der Fertigteilplatten mit der Ausführung rau (links) und glatt (Mitte), sowie die Oberfläche der ersten Ortbetonerschicht bei der Ortbetonvariante (rechts)

Die glatten Oberflächen wurden mit einer Quarzsandmenge von 40 cm<sup>3</sup> und die rauen Platten mit 80 cm<sup>3</sup> untersucht (siehe Abb. 5.14).



Abb. 5.14: Anwendung des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann 1971 im Labor der TU KI

Wie in *Zilch u. Mainz 2002* beschrieben, behindern vereinzelte mittelgroße Gesteinskörner die spiralförmige Verteilung des Quarzsandes mit der Hartholzscheibe (siehe Abb. 5.15). In Abhängigkeit der weiteren Vorgehensweise werden unterschiedliche Rautiefen ermittelt. Der Sand wurde um die Körner herum verteilt, weil nach *ZTV-ING 2006* „örtliche Unstetigkeiten nicht zu berücksichtigen“ sind (siehe Abb. 5.15, Variante 2).

Variante 1

Variante 2

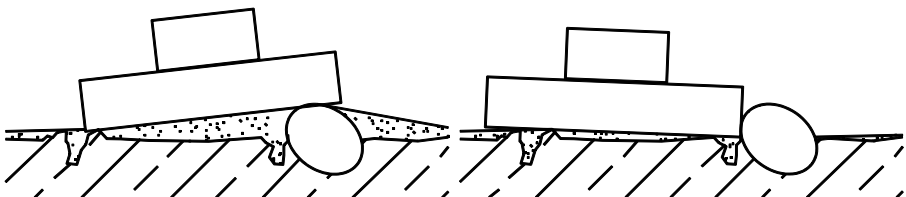


Abb. 5.15: Mögliche Ausführungsvarianten bei herausragender Körnung mittlerer Größe



Die Rautiefe wurde an allen Versuchskörpern bestimmt. Die mittlere Rautiefe  $R_f$  der glatt ausgeführten Fertigteilplatten betrug 0,74 mm (Standardabweichung 0,07 mm). Wie geplant wurde die Kategorie „glatt“ mit einer mittleren Rautiefe von kleiner 1,5 mm erreicht.

Für die rauen Oberflächen lag die mittlere Rautiefe bei 2,83 mm (Standardabweichung 0,14 mm). Durch das schnelle Anziehen des Betons wurden die Oberflächen sehr stark aufgeraut, wodurch die Rautiefe minimal unter der Kategorie „verzahnt“ (ab 3 mm) lag.

Die mittleren Rauigkeiten der rüttelrauen Oberflächen lagen mit 1,21 mm und 1,49 mm ebenfalls in der Kategorie „glatt“.

Durch die Splitteinstreuung wurde die Rauigkeit nicht erhöht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Splitt nur wenig bis gar nicht in den frischen Beton eingedrungen ist (siehe Abb. 5.16). Eine Steigerung der Fugentragfähigkeit ist in dieser Form nicht möglich.



Abb. 5.16: Erhärteter Beton mit direkt nach der Verdichtung eingestreutem Splitt

### 5.2.4 Werkstoff und Materialkennwerte

#### 5.2.4.1 Betonfestigkeiten und E-Moduln

Für die Betonage der Versuchskörper wurden zwei verschiedene Betone verwendet. Für die erste Schicht der Halbfertigteilvariante wurde der Standardbeton des Fertigteilwerkes verwendet. Die zweite Schicht der Halbfertigteilvariante sowie beide Schichten der Ortbetonvariante wurden im Labor der TU Kaiserslautern hergestellt. Hierfür wurde die kleinste angestrebte Betonfestigkeitsklasse C20/25 eingesetzt.

Die Betoneigenschaften wurden analog zu denen der Querkraftversuche bestimmt (siehe Abschnitt 4.2.4.3). Eine Übersicht der Einzelwerte aus den durchgeführten Betondruck- und Betonzugfestigkeitsprüfungen sowie die bestimmten E-Moduln sind in Anhang D.2 aufgeführt. Die Mittelwerte aus jeweils drei Werten sind in Tab. 5.4 aufgeführt. Die Betoneigenschaften konnten nicht an jedem Versuchstag ermittelt werden, weshalb die Werte zum Teil interpoliert wurden.

Für die Versuchsauswertung wurden ausschließlich die aus den durchgeführten Spaltzugprüfungen ermittelten Betonzugfestigkeiten herangezogen.

Die verwendeten Betonzusammensetzungen sind im Folgenden aufgeführt:

Betonrezeptur C25/30 (erste Schicht der Halbfertigteilvariante):

- 579 kg/m<sup>3</sup> Rheinsand (entspricht 31 % der Zuschlagsmasse),
- 1284 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 2/16 (entspricht 69 % der Zuschlagsmasse),
- 330 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM II AS 52,5 N,
- 173 kg/m<sup>3</sup> Trinkwasser,
- Wasserzementwert:  $w/z = 0,52$ .

Betonrezeptur C20/25 (zweite Schicht der Halbfertigteilvariante / Ortbetonvariante):

- 647 kg/m<sup>3</sup> Rheinsand (entspricht 35 % der Zuschlagsmasse),
- 646 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 2/8 (entspricht 35 % der Zuschlagsmasse),
- 561 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 8/16 (entspricht 30 % der Zuschlagsmasse),
- 241 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM I AS 42,5 N,
- 193 kg/m<sup>3</sup> Trinkwasser,
- Wasserzementwert:  $w/z = 0,80$ .

### **5.2.4.2 Frischbetoneigenschaften**

Auf Grundlage der Regelungen zur Frischbetonkonsistenz in Z-15.1-282 wurde die Ausbreitmaßklasse F3 (weich) nach *DIN EN 206-1* gewählt. Im Verlauf der Forschungsarbeit konnte festgestellt werden, dass eine ausreichende Verdichtbarkeit nur mit einer Frischbetonkonsistenz der Ausbreitmaßklasse F4 (sehr weich) erreicht werden kann (siehe Kapitel 2). Die gemessenen Ausbreitmaße sind in Abschnitt 5.2.5 angegeben.

Die Ausbreitmaßklassen nach *DIN EN 206-1* und *DIN 1045-2* sind in Tab. 5.5 aufgeführt.

Tab. 5.4: Betoneigenschaften der Halbfertigteil- und Ortbetonvariante

Versuchsserie		Versuch	Versuchsdatum	Würfeldruckfestigkeit	Würfeldruckfestigkeit	Elastizitätsmodul	Elastizitätsmodul	Spaltzugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	zentrische Zugfestigkeit	zentrische Zugfestigkeit		
				(Bauteil gelagert)	(Bauteil gelagert)	1. Schicht	2. Schicht	(geprüft)	(geprüft)	1. Schicht	2. Schicht	(0,9 · f <sub>ct,sp</sub> )	(0,9 · f <sub>ct,sp</sub> )
				1. Schicht	2. Schicht	1. Schicht	2. Schicht	1. Schicht	2. Schicht	1. Schicht	2. Schicht	1. Schicht	2. Schicht
				---	---	f <sub>cm,cube,dry</sub>	f <sub>cm,cube,dry</sub>	E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub>	f <sub>ct,sp</sub>	f <sub>ct,sp</sub>	f <sub>ctm</sub>	f <sub>ctm</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]													
Halbfertigteilvariante	V-F-oH-oB-oS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-oH-oB-oS-r	11.01.2012	50,82	25,54	26.682	22.126	3,52	2,24	3,17	2,02			
	V-F-oH-oB-mS-g	12.01.2012	50,90	26,41	26.444	21.980	3,52	2,31	3,17	2,08			
	V-F-oH-oB-mS-r	11.01.2012	50,82	25,54	26.682	22.126	3,52	2,24	3,17	2,02			
	V-F-10-oB-oS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-10-oB-oS-r	12.01.2012	50,90	26,41	26.444	21.980	3,52	2,31	3,17	2,08			
	V-F-10-oB-mS-g	12.01.2012	50,90	26,41	26.444	21.980	3,52	2,31	3,17	2,08			
	V-F-10-oB-mS-r	11.01.2012	50,82	25,54	26.682	22.126	3,52	2,24	3,17	2,02			
	V-F-10-BU-oS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-10-BU-oS-r	11.01.2012	50,82	25,54	26.682	22.126	3,52	2,24	3,17	2,02			
	V-F-10-BU-mS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-10-BU-mS-r	11.01.2012	50,82	25,54	26.682	22.126	3,52	2,24	3,17	2,02			
	V-F-10-B3-mS-r	10.01.2012	50,73	24,66	26.920	22.272	3,51	2,17	3,16	1,95			
	V-F-10-B4-mS-r	10.01.2012	50,73	24,66	26.920	22.272	3,51	2,17	3,16	1,95			
	V-F-10-B5-mS-r	10.01.2012	50,73	24,66	26.920	22.272	3,51	2,17	3,16	1,95			
	V-F-22-oB-oS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-22-oB-oS-r	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
	V-F-22-oB-mS-g	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
	V-F-22-oB-mS-r	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
	V-F-22-BU-oS-g	13.01.2012	50,98	27,28	26.206	21.835	3,53	2,38	3,18	2,14			
	V-F-22-BU-oS-r	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
	V-F-22-BU-mS-g	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
	V-F-22-BU-mS-r	16.01.2012	51,22	29,90	25.491	21.397	3,55	2,59	3,19	2,33			
Ortbetonvariante	V-O-oH-oB-oS-g	18.01.2012	28,42	20,99	21.829	20.579	2,54	1,69	2,28	1,52			
	V-O-oH-oB-oS-s	17.01.2012	27,83	20,39	22.130	21.505	2,41	1,70	2,17	1,53			
	V-O-oH-oB-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			
	V-O-oH-BK-oS-g	18.01.2012	28,42	20,99	21.829	20.579	2,54	1,69	2,28	1,52			
	V-O-oH-BK-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			
	V-O-10-oB-oS-g	17.01.2012	27,83	20,39	22.130	21.505	2,41	1,70	2,17	1,53			
	V-O-10-oB-oS-s	17.01.2012	27,83	20,39	22.130	21.505	2,41	1,70	2,17	1,53			
	V-O-10-oB-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			
	V-O-10-BK-oS-g	18.01.2012	28,42	20,99	21.829	20.579	2,54	1,69	2,28	1,52			
	V-O-10-BK-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			
	V-O-22-oB-oS-g	18.01.2012	28,42	20,99	21.829	20.579	2,54	1,69	2,28	1,52			
	V-O-22-oB-oS-s	17.01.2012	27,83	20,39	22.130	21.505	2,41	1,70	2,17	1,53			
	V-O-22-oB-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			
	V-O-22-BK-oS-g	18.01.2012	28,42	20,99	21.829	20.579	2,54	1,69	2,28	1,52			
	V-O-22-BK-mS-g	19.01.2012	29,02	21,59	21.529	19.653	2,66	1,69	2,39	1,52			

## 5.2.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung

### 5.2.5.1 Bewehrung

Für den Stababstand der Bewehrungsunterlage wurde 150 mm in beide Richtungen gewählt, sodass ein möglichst großer Bereich unter den Hohlkörpern durch den Stabstahl abgegrenzt wurde und ungünstigste Verhältnisse erreicht wurden (siehe auch Abb. 5.20, Mitte).

### 5.2.5.2 Halbfertigteilvariante

Die Fertigteilplatten wurden im Fertigteilwerk der Firma „RETT Gitterträgerdecken GmbH“ in Rodenbach (Westpfalz) hergestellt. Die Schalung ist in Abb. 5.17 abgebildet.

Tab. 5.5: Ausbreitmaßklassen (nach  
*DIN EN 206-1* und *DIN 1045-2*)

Klasse	Ausbreitmaß (Durchmesser) [mm]
F1 (steif)	≤ 340
F2 (plastisch)	350 bis 410
F3 (weich)	420 bis 480
F4 (sehr weich)	490 bis 550
F5 (fließfähig)	560 bis 620
F6 (sehr fließfähig)	≥ 630



Abb. 5.17: Schalung für die Fertigteilplatten

Der Beton wurde über die Betonverteilermaschine eingebracht und mit einer Schaufel grob verteilt. Nach einem ersten Verdichtungsvorgang mit einem WACKER NEUSON Außenrüttler konnten Bereiche mit zu wenig Beton ergänzt sowie Bereiche mit zu viel Frischbeton mit einer Aluminium-Richtlatte abgetragen werden. Nach einem zweiten Rüttelvorgang wurde die Oberfläche für die Versuche mit glatter Fuge nicht weiter behandelt (siehe Abb. 5.18, links). Für die Versuche mit rauer Fuge wurde die Fuge mit dem Nagelrechen aufgeraut (siehe Abschnitt 5.2.3.4 und Abb. 5.19). Die Nägel erzeugten eine stärkere Aufrauung als erwartet, weil die unmittelbar unter der Oberfläche befindlichen größeren Gesteinskörner zum Teil mitgerissen wurden und somit tiefe, breite Rillen hinterließen (siehe Abb. 5.18, rechts).



Abb. 5.18: Unbehandelte Frischbetonoberfläche nach dem zweiten Verdichten (links) und nach dem Aufrauen mittels Nagelbrett (rechts)



Abb. 5.19: Nagelrechen mit einem Zinkenabstand von 40 mm

Nach der Ermittlung der Rautiefe  $R_f$  durch das Sandflächenersatzverfahren (siehe 5.2.3.4) wurden die Hohlkörper eingebaut und die zweite Betonschicht 16 Tage nach dem Betonieren der Halbfertigteile betoniert.

Hohlkörper, die direkt auf den Fertigteilplatten aufliegen sollten, wurden entsprechend Abb. 5.20 (links) an der Kontaktfläche mit Silikon abgedichtet. Bei den Versuchskörpern mit Bewehrungsunterlage wurden die Bewehrungsstäbe mit Bindedraht an den Hohlkörpern befestigt (Abb. 5.20, Mitte). Der Stababstand sollte dabei 150 mm betragen und die Bewehrung  $d = 10$  mm unten und quer zur späteren Fugenbeanspruchung auf der Fertigteilplatte liegen. Für die drei Varianten, bei denen ein definierter Bewehrungsabstand zwischen Längs- und Querrichtung herzustellen war, wurden die unteren Stäbe mit Silikon auf den Fertigteilplatten befestigt (Abb. 5.20, rechts). Die beiden oberen Stäbe wurden ebenfalls an die Hohlkörper gebunden. Alle Hohlkörper wurden mit Schrauben an der Schalung befestigt.

Die zweite Schicht wurde mit einem Ausbreitmaß von 400 mm betoniert. Die Konsistenzklasse lag somit etwas unter der unteren Grenze der Konsistenzklasse F3 (420 bis 480 mm), wodurch die ungünstigste Situation hinsichtlich der Verdichtbarkeit geprüft wurde.

Zur Verdichtung wurde die Rüttelflasche nur einmal je Ecke eingetaucht und langsam wieder heraus gezogen.



Abb. 5.20: Hohlkörper mit aufgetragenem Silikon (links), mit Bewehrungsunterlage (Mitte) und untere Bewehrung bei den Versuchen mit einem definiertem Abstand zwischen Hohlkörper und Halbfertigteil (rechts)

### 5.2.5.3 Ortbetonvariante

Bei der Ortbetonvariante wurden die Hohlkörper analog zu der Halbfertigteilvariante mit Schrauben an der Schalung befestigt. Für die Versuche mit Haltekörpern wurden diese zuvor an die Hohlkörper gebunden (siehe Abb. 5.21, links).

Für das Betonieren der ersten Schicht wurde mit einem Ausbreitmaß von 460 mm die Obergrenze des Konsistenzbereich F3 (420 bis 480 mm) betoniert, wodurch eine relativ glatte Fuge erzeugt werden konnte (siehe Abb. 5.21, rechts). Die Verdichtung der 80 mm hohen Schicht erfolgte wieder in allen vier Ecken mit einem WACKER NEUSON Innenvibrator. Für die Versuche mit der SplittEinstreuung wurde der Splitt (5/8) unmittelbar nach Beendigung des Betonierens auf den Frischbeton gestreut. Der Splitt konnte jedoch nicht ausreichend tief in den Beton eindringen und

auch nach dem Erhärten des Betons konnte dieser leicht gelöst werden. Eine Tragfähigkeitssteigerung wird deshalb nicht erwartet.

12 Tage nach der Herstellung der unteren Schichten wurden die Schalungen voll ausbetoniert. Das Ausbreitmaß lag mit 470 mm im oberen Bereich von der Konsistenzklasse F3.



Abb. 5.21: Schalungsaufbau der Ort betonvariante mit 100 mm hohen Hohlkörpern (links) und fertiggestellte 1. Ort betonschicht (rechts)

### 5.2.6 Messtechnik

Es erfolgte eine digitale Aufzeichnung von Kraft und Weg des eingesetzten servo-hydraulischen Prüfzylinders und der vertikalen und horizontalen Verschiebungen in der Verbundfuge. Um die Verschiebung in der Fuge zu erfassen, wurden auf der linken und der rechten Seite der Versuchskörper Wegaufnehmer angebracht (siehe Abb. 5.22).

Zudem wurde die Spannung senkrecht zur Fuge ermittelt. Hierzu wurden an zwei der vier Lasteinleitungspunkte Kraftmessdosen zwischen Stahlträger und Kalotte eingebaut.

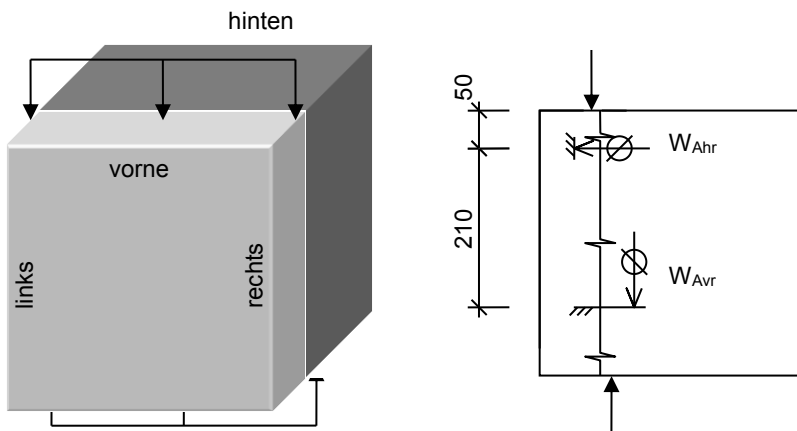


Abb. 5.22: Definition der Richtungen an den Versuchskörpern (links) und Position der Wegaufnehmer auf der rechten Seite der Versuchskörper (rechts)

### 5.2.7 Versuchsaufbau

Die Versuchsanordnung wurde bereits in Abschnitt 5.2.3 ausführlich behandelt und in Abb. 5.6 schematisch angekündigt. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 5.24 für die Versuche ohne Normalspannungen und in Abb. 5.26 für die Versuche mit Normalspannungen dargestellt.

Die Lasteinleitung erfolgte mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximalen Prüflast von 4 MN an einem Vier-Säulen-Prüfrahmen.

Aufgrund der relativ großen Schubfuge bestanden Bedenken, dass eine konzentrierte Lasteinleitung durch einen Vierkant-Stahlstab mit einer Kantenlänge von 10 mm (siehe auch Müller 2009) zu hohe Betonpressungen erzeugen könnten. Durch eine Flächenpressung entsteht jedoch ein größerer Abstand zwischen Lasteinleitung und Verbundfuge, welcher zu einem größeren Moment in der Verbundfuge führt. Zudem können Querkzugspannungen zu einem Aufreißen des Versuchskörpers führen. Es wurde eine Lasteinleitungsbreite und Auflagerbreite von 10 mm mit einem Abstand von 5 mm zur Verbundfuge gewählt (siehe Abb. 5.23).

Durch die Hohlkörper wurde die zweite Betonschicht so geschwächt, dass auch Risse in diesem Bereich auftraten. Nach einer Verbreiterung der auflagerseitigen Rückhaltevorrichtung (siehe Abb. 5.23, rechts) konnte dies ausgeschlossen werden. In Anhang D.3 sind alle Rissbilder mit den jeweiligen Lasteinleitungsvarianten dargestellt.

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 5.25 für die Versuche ohne Normalspannungen und in Abb. 5.27 für die Versuche mit Normalspannungen für die kleinste und größte Versuchskörpertiefe abgebildet.

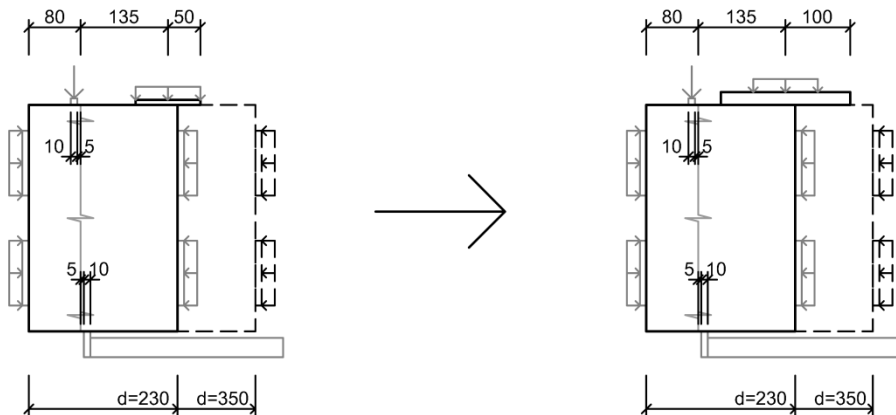


Abb. 5.23: Entwicklung der Laststellung des Versuchsstandes (schematisch)



## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

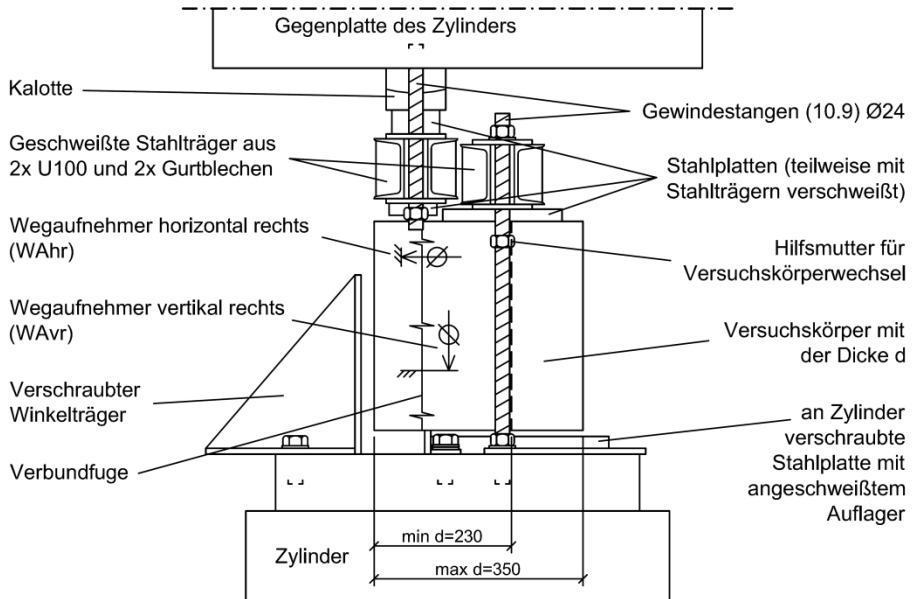


Abb. 5.24: Versuchsaufbau der Versuche ohne Normalspannungen in der Fuge



Abb. 5.25: Versuchsaufbau ohne Normalspannungen für Versuchskörper mit Dicken von 230 mm und 350 mm



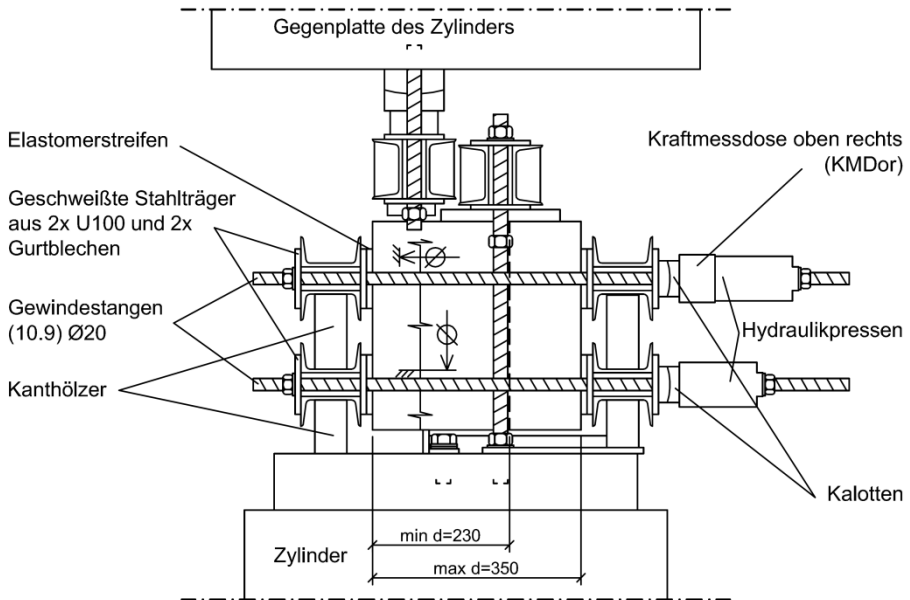


Abb. 5.26: Versuchsaufbau der Versuche mit Normalspannungen in der Fuge

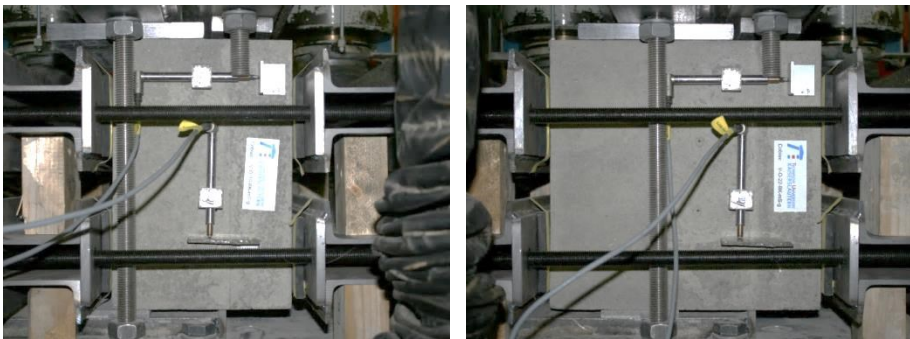


Abb. 5.27: Versuchsaufbau mit Normalspannung für Versuchskörper mit Dicken von 230 mm und 350 mm

### 5.2.8 Versuchsablauf

Die Kraft wurde weggesteuert aufgebracht. Als Belastungsgeschwindigkeit wurde in Anlehnung an *Zilch u. Mainz 2002* (0,24 und 0,48 mm/min) und aufgrund der geringst mögliche Geschwindigkeit des Vier-Säulen-Prüfrahmens 0,32 mm/min gewählt.

Bei allen Versuchen wurde die Last in Lastschritten aufgebracht. Nach jeder Laststufe wurden die aufgetretenen Risse eingezeichnet. Bei den Versuchen mit Normalspannungen wurde nach jeder Laststufe die Spannung erhöht. Die Höhe der Lastschritte wurde nach den zu erwartenden Tragfähigkeiten der Versuchskörper unterschieden:

- $\Delta F = 5 \text{ kN}$  Lastschritte bei allen Versuchskörpern mit glatter bzw. Splitt bestreuter Fugenoberfläche und ohne Spannung senkrecht zur Fuge,

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

- $\Delta F = 10$  kN Lastschritte bei allen Versuchskörpern mit glatter Fugenoberfläche und mit Spannung senkrecht zur Fuge,
- $\Delta F = 10$  kN Lastschritte bei allen Versuchskörpern mit rauer Fugenoberfläche und ohne Spannung senkrecht zur Fuge,
- $\Delta F = 20$  kN Lastschritte bei allen Versuchskörpern mit rauer Fugenoberfläche und mit Spannung senkrecht zur Fuge.

Zur Aufbringung der Normalspannung wurde vor jedem Lastschritt die Last der horizontalen Hydraulikpressen so gesteigert, dass die Normalspannung der 0,577-fachen Schubspannung des anstehenden Lastschritts entsprach (siehe auch Abschnitt 5.2.2).

Vor jedem Lastschritt wurde der Mittelwert der erforderlichen Pressenkraft ( $KMDMW$ ) über die angestrebte Schubkraft ( $F \parallel Fuge$ , Ziel) des anstehenden Lastschritts berechnet. Durch das Erhöhen der Pressenkraft bis zu der Kraft  $KMDMW$  wurde die Normalkraft in der Fuge ( $N \perp Fuge$ ) aufgebracht. Nach der Aufbringung der Schubkraft ( $F \parallel Fuge$ ) durch den Prüfzylinder wurde diese Vorgehensweise bis zum Versagen der Verbundfuge wiederholt.

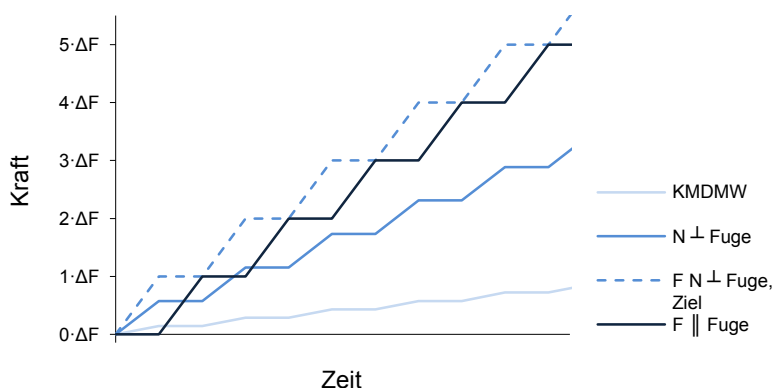


Abb. 5.28: Kraft aufgetragen über der Zeit zur Darstellung der schrittweisen Belastung

### 5.2.9 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

#### 5.2.9.1 Details zu den Versuchen

Nachfolgend wird zusammenfassend auf die einzelnen Versuche eingegangen. Es werden Angaben zur reduzierten Fläche und Oberflächenrauigkeit sowie zu den Versuchsergebnissen gemacht. Zur Veranschaulichung werden die Werte in Form einer Tabelle ausgegeben (siehe Tab. 5.6).

Mit Hilfe des CAD-Programms AutoCAD der Firma Autodesk wurde die Verbundflächenabminderung für alle Versuchskörper mit einem Hohlkörper bestimmt und durch den Faktor  $f_{A,exp}$  beschrieben. Hierzu wurden die Fotos der Verbundfuge in das Programm geladen und die vorhandene Verbundfläche nachgezeichnet. Die Skalierung der Bilder erfolgte über die Seitenlängen der Querschnitte, die bei allen Versuchskörpern mit 350 mm gleich groß waren.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die aufgetretenen Besonderheiten der jeweiligen Versuche beschrieben. Die Beschreibung der Versuchsdetails ist analog zu den Hauptgruppen des Versuchsprogramms gegliedert:

- Halbfertigteil (F) und Ortbetonvariante (O),
- ohne Normalspannungen (oS) und mit Normalspannungen (mS),
- glatte Oberfläche (g) und raue Oberfläche (r).

Die Versuchskörper mit Splitteinstreuung in der Fuge wurden bei den Versuchen der Ortbetonvariante ohne Spannung eingeordnet (siehe auch 5.2.3.4).

In den Diagrammen der Unterkapitel sind die Zylinderkraftverläufe, aufgetragen über dem Zylinderweg, dargestellt. Die Normalkraft wurde wie in Abschnitt 5.2.6 beschrieben aufgebracht, weshalb diese nicht aufgeführt wird. Bis ca. 20 kN konnte die Zylinderkraft bei allen Versuchen nur mit größeren Verschiebungen gesteigert werden. Dies ist auf Kraftumlagerungen und Verformungen der Lasteinleitungs- und der Rückhaltekonstruktion zurückzuführen. Die weiteren Verformungen sind ebenfalls auf die Rückhaltekonstruktion und insbesondere auf die Dehnung der Gewindestangen zurückzuführen. Die Relativverschiebungen der Fuge, gemessen durch die Wegaufnehmer, lagen bis kurz vor dem Bruch im hundertstel-Millimeter-Bereich. Das Versagen kündigte sich bei allen Versuchen vor dem Bruch durch die gemessene Verschiebung an.

Die wesentlichen Versuchsdetails sind in Anhang D.3 unter Verwendung von Diagrammen, Fotos, Grafiken und einer Zusammenstellung an Versuchsdaten aufgeführt.

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 5.6: Details zu den Kleinkörperversuchen

Versuchsserie	Versuch	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ) 2. Schicht	Verbundflächen- abminderungsfaktor gemessen	Verbundflächen- abminderungsfaktor für Auswertung verwendet	Rauigkeiten	Zylinderkraft im Bruchzustand	Normalkraft im Bruchzustand	Verhältnis der Normalkraft zur Schubkraft	Schubriss
		$f_{ctm}$	$f_{A,exp}$	$f_{A,used}$	$R_t$	$F_u$	$N_u$	$N_u / F_u$	
		[N/mm <sup>2</sup> ]	---	---	[mm]	[kN]	[kN]	---	
Halbfertigteilvariante	V-F-oH-oB-oS-g	2,14	1,00	1,00	0,73	176,06	---	---	Fuge
	V-F-oH-oB-oS-r	2,02	1,00	1,00	2,82	341,82	---	---	Fuge
	V-F-oH-oB-mS-g	2,08	1,00	1,00	0,67	520,70	303,50	0,58	Fuge
	V-F-oH-oB-mS-r	2,02	1,00	1,00	2,82	592,38	339,19	0,57	Kante Fertigteil
	V-F-10-oB-oS-g	2,14	0,65	0,65	0,63	86,66	---	---	Fuge
	V-F-10-oB-oS-r	2,08	0,62	0,62	2,82	96,06	---	---	Fuge
	V-F-10-oB-mS-g	2,08	0,64	0,64	0,78	189,82	109,44	0,58	Fuge
	V-F-10-oB-mS-r	2,02	0,67	0,67	2,82	293,82	175,22	0,60	Fuge
	V-F-10-BU-oS-g	2,14	0,78	0,78	0,78	101,50	---	---	Fuge
	V-F-10-BU-oS-r	2,02	k.A.	0,79	2,55	80,06	---	---	Hohlkörperachse
	V-F-10-BU-mS-g	2,14	0,80	0,80	0,70	255,10	151,06	0,59	Fuge
	V-F-10-BU-mS-r	2,02	k.A.	0,79	2,68	397,18	229,78	0,58	Kante Ortbeton
	V-F-10-B3-mS-r	1,95	0,83	0,83	2,90	359,58	212,18	0,59	Fuge
	V-F-10-B4-mS-r	1,95	0,91	0,91	2,98	577,18	340,37	0,59	Fuge
	V-F-10-B5-mS-r	1,95	1,00	1,00	2,90	386,30	22,90	0,06	Fuge
	V-F-22-oB-oS-g	2,14	0,79	0,79	0,77	101,34	---	---	Fuge
	V-F-22-oB-oS-r	2,33	0,79	0,79	2,82	170,30	---	---	Fuge
	V-F-22-oB-mS-g	2,33	0,79	0,79	0,81	177,98	104,98	0,59	Fuge
	V-F-22-oB-mS-r	2,33	0,77	0,77	2,68	302,30	185,88	0,61	Fuge
	V-F-22-BU-oS-g	2,14	0,93	0,93	0,83	117,34	---	---	Fuge
Ortbetonvariante	V-F-22-BU-oS-r	2,33	0,97	0,97	2,82	251,10	---	---	Fuge
	V-F-22-BU-mS-g	2,33	0,95	0,95	0,70	281,82	162,79	0,58	Fuge
	V-F-22-BU-mS-r	2,33	0,93	0,93	2,82	496,06	288,48	0,58	Fuge
	V-O-oH-oB-oS-g	1,52	1,00	1,00	1,21	164,54	---	---	Fuge
	V-O-oH-oB-oS-s	1,53	1,00	1,00	---	157,50	---	---	Fuge
	V-O-oH-oB-mS-g	1,52	1,00	1,00	1,49	431,74	249,50	0,58	Fuge
	V-O-oH-BK-oS-g	1,52	1,00	1,00	---	160,54	---	---	Fuge
	V-O-oH-BK-mS-g	1,52	1,00	1,00	---	425,82	248,62	0,58	Fuge
	V-O-10-oB-oS-g	1,53	k.A.	0,31	---	60,38	---	---	Hohlkörperachse
	V-O-10-oB-oS-s	1,53	k.A.	0,31	---	53,98	---	---	Hohlkörperachse
	V-O-10-oB-mS-g	1,52	k.A.	0,31	---	162,46	96,26	0,59	Hohlkörperachse
	V-O-10-BK-oS-g	1,52	k.A.	0,31	---	58,30	---	---	Hohlkörperachse
	V-O-10-BK-mS-g	1,52	k.A.	0,31	---	209,50	125,14	0,60	Hohlkörperachse
	V-O-22-oB-oS-g	1,52	0,47	0,47	---	41,82	---	---	Fuge
	V-O-22-oB-oS-s	1,53	0,48	0,48	---	74,78	---	---	Fuge
	V-O-22-oB-mS-g	1,52	0,47	0,47	---	132,86	79,08	0,60	Fuge
	V-O-22-BK-oS-g	1,52	k.A.	0,47	---	90,62	---	---	Fuge
	V-O-22-BK-mS-g	1,52	k.A.	0,47	---	198,62	117,10	0,59	Fuge

### 5.2.9.2 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-F-...-oS-g

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Halbfertigteilvervariante ohne Normalspannungen und mit glatter Fuge sind in Abb. 5.29 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.30 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.31 abgebildet.

Beim Vergleich der Bruchlasten konnte wie erwartet Folgendes festgestellt werden:

- Die größte Bruchlast wurde durch den Referenzversuch erreicht;
- Die Versuchskörper mit Hohlkörpern der Höhe 220 mm erreichten höhere Bruchlasten als die zugehörigen Versuchskörper mit 100 mm hohen Hohlkörpern;
- Die Versuchskörper mit Bewehrungsunterlage erreichten höhere Bruchlasten als die zugehörigen Versuchskörper mit Hohlkörpern direkt auf dem Fertigteil.

Bei der gemeinsamen Betrachtung von Abb. 5.29 und Abb. 5.31 wird der Zusammenhang zwischen Verbundfläche und Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Hohlkörper offensichtlich.

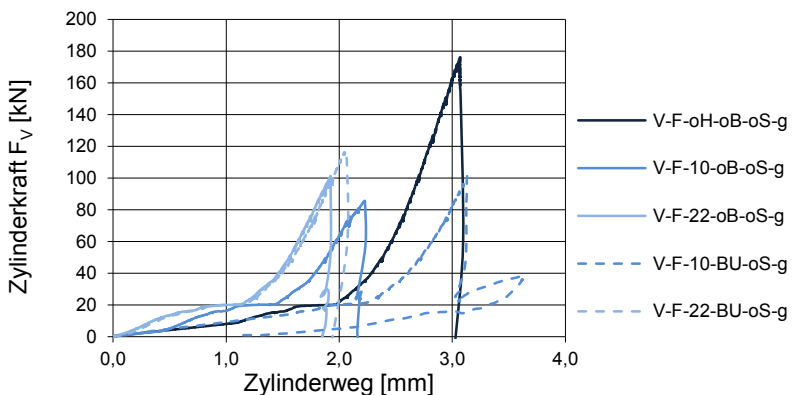


Abb. 5.29: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-F-...-oS-g

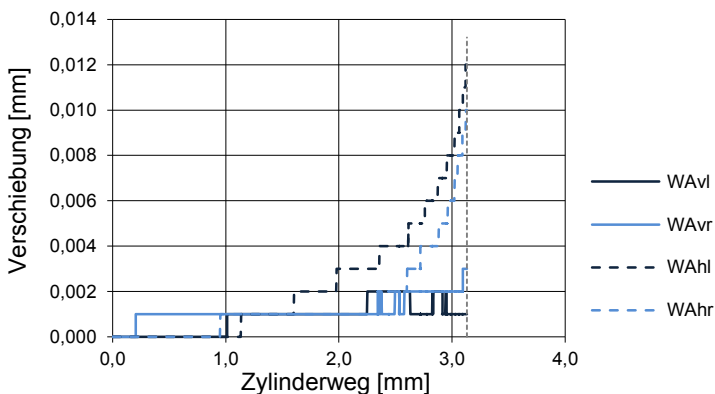


Abb. 5.30: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-F-10-BU-oS-g

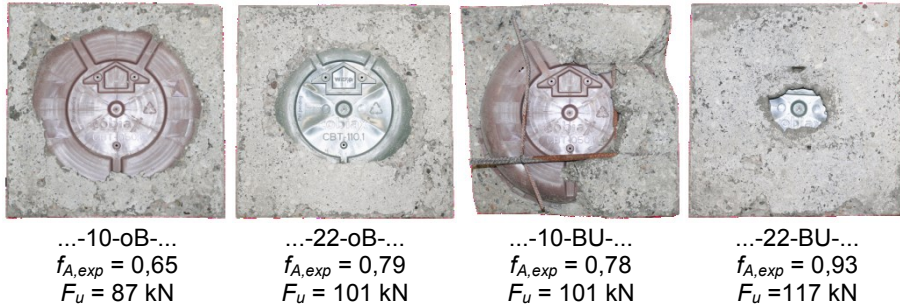


Abb. 5.31: Fugen der Versuchskörper V-F-...-oS-g mit Hohlkörper nach dem Versuch

Bei allen Versuchskörpern erfolgte das Versagen in der Verbundfuge. Bei Versuchskörper V-F-10-BU-oS-g entstand beim Versagen auf der linken Seite ein Riss, der an der Lasteinleitung in der Fuge begann und schräg in Richtung Hohlkörpermittelebene verlief. Die Verbundfuge löste sich jedoch größtenteils (siehe Abb. 5.32).



Abb. 5.32: Versagensbild des Versuchskörpers V-F-10-BU-oS-g

### 5.2.9.3 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-F-...-oS-r

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Halbfertigteilvariante ohne Normalspannungen und mit rauer Fuge sind in Abb. 5.33 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.34 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.35 abgebildet.

Beim Vergleich der Bruchlasten konnte wie erwartet Folgendes festgestellt werden:

- Die größte Bruchlast wurde durch den Referenzversuch erreicht;
- Die Versuchskörper mit Hohlkörpern der Höhe 220 mm erreichten höhere Bruchlasten als die zugehörigen Versuchskörper mit 100 mm hohen Hohlkörpern;
- Die Versuchskörper mit Bewehrungsunterlage erreichten höhere Bruchlasten als die zugehörigen Versuchskörper mit Hohlkörpern direkt auf dem Fertigteil.

Eine Ausnahme stellte der Versuch V-F-10-BU-oS-r dar. Der Probekörper versagte in der Äquatorebene des Hohlkörpers, wobei an dieser Stelle auch die Stahlplatte der Rückhaltekonstruktion endete (siehe auch Abb. 5.36). Zudem konnten zwei Hohl-

räume innerhalb des Versagensquerschnitts auf Höhe der Hohlkörpermittelebene festgestellt werden. Diese konnten nur während des Verdichtens entstanden sein, indem die Rüttelflasche zu schnell aus dem Frischbeton herausgezogen wurde. Dieser Versuch wird bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Bei den weiteren Versuchen wurde die Stahlplatte verbreitert, um ein solches Versagen zu verhindern.

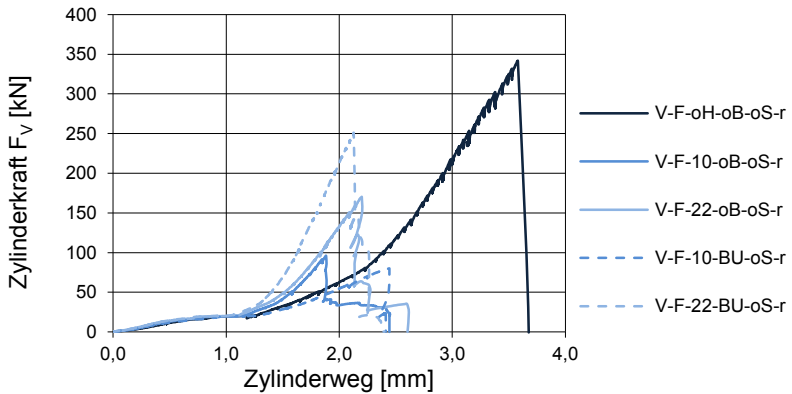


Abb. 5.33: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-F-...-oS-r

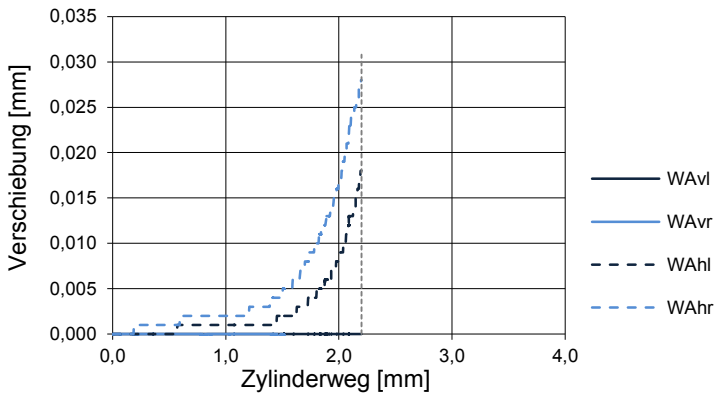


Abb. 5.34: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-F-22-oB-oS-r

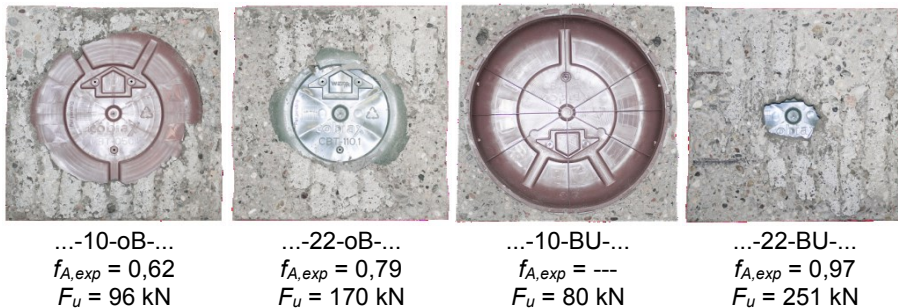


Abb. 5.35: Fugen der Versuchskörper V-F-...-oS-r mit Hohlkörper nach dem Versuch



Abb. 5.36: Versagen des Versuchskörpers V-F-10-BU-oS-r auf Höhe der Hohlkörpermittelebene (links), eine vergrößerte Aufnahme der Hohlräume in der Verbundfuge (Mitte) und das Versagen des Versuchskörpers V-F-10-oB-oS-r in der Fuge

### **5.2.9.4 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-F-...-mS-g**

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Halbfertigteilvariante mit Normalspannungen und glatter Fuge sind in Abb. 5.37 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.38 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.39 abgebildet.

Es ist auffällig, dass bei den Versuchskörpern mit glatter Fugenoberfläche und Normalspannungen nach der Höchstlast die Tragfähigkeit auf hohem Niveau gehalten werden konnte (siehe Abb. 5.37). Durch die Normalspannungen konnten die Schubspannungen auch nach dem Lösen des Haftverbundes vorübergehend gehalten werden. Die Relativverschiebungen der Fugenufer nahmen zu.

Beim Vergleich der Bruchlasten konnte festgestellt werden, dass die maximale Schubkraft der Versuchskörper mit Bewehrungsunterlage nur ca. 50 % der maximalen Schubkraft des Referenzversuchs betrug, obwohl die Verbundflächen bei 80 % und 95 % lagen (siehe Abb. 5.39). Zudem war die Tragfähigkeit der Versuchskörper mit 220 mm hohen Hohlkörpern vergleichbar mit den Versuchskörpern mit 100 mm hohen Hohlkörpern. Durch die Verbundfuge im Schatten der Hohlkörper entsteht eine ungleichmäßige Verteilung der Normalspannungen in der Verbundfuge, was diesen Effekt erklärt.



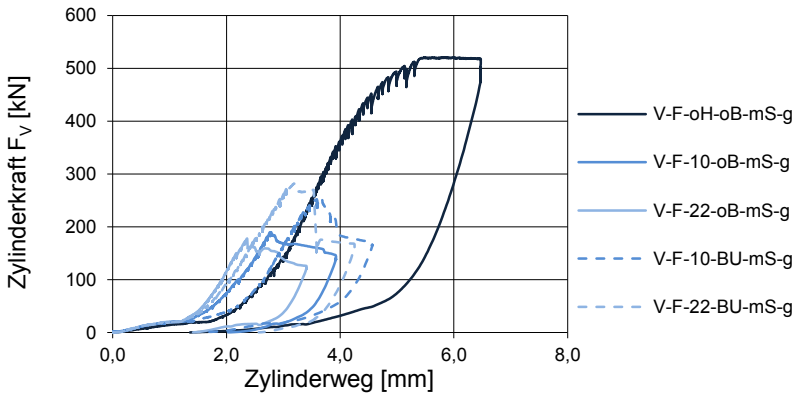


Abb. 5.37: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-F-...-mS-g

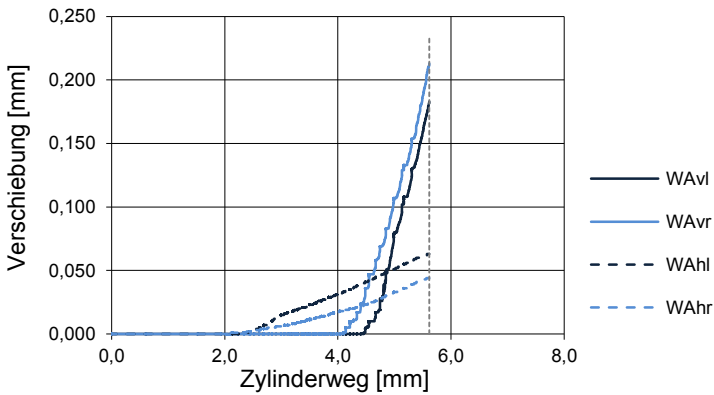


Abb. 5.38: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-F-oH-oB-mS-g

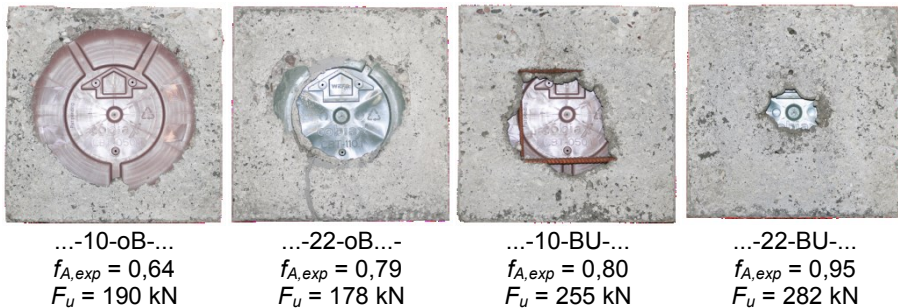


Abb. 5.39: Fugen der Versuchskörper V-F-...-mS-g mit Hohlkörper nach dem Versuch

### 5.2.9.5 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-F-...-mS-r

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Halbfertigteilvariante mit Normalspannungen und glatter Fuge sind in Abb. 5.40 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.41 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.42 und Abb. 5.43 dargestellt.

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

Bei der Versuchsreihe mit Normalspannungen und rauer Fugenoberfläche wurden sehr hohe Bruchlasten erreicht, jedoch trat nicht bei jedem Versuchskörper ein Versagen der Verbundfuge auf.

Die Verbundfuge des Referenzversuchs blieb unbeschadet und der Versuchskörper versagte aufgrund eines Schrägrisses in der Halbfertigteilschicht, weshalb dieser für die Auswertung nicht herangezogen werden konnte (siehe auch Anhang D.3.4). Der Versuch V-F-10-BU-mS-r (siehe Anhang D.3.12) versagte ebenfalls nicht in der Verbundfuge, sondern in der Ortbetonschicht. Dies ist auf die Anordnung der Rückhalteplatte zurückzuführen.

Bei den Versuchskörpern mit 220 mm hohen Hohlkörpern traten vor dem Versagen der Verbundfuge vermehrt Risse außerhalb der Verbundfuge auf. Durch die hohen Lasten wurden die Versuchskörper durch die Lastenleitung deutlich eingedrückt. Hierdurch stellten sich die Versuchskörper schief und durch die Rückhaltekonstruktion traten Zugkräfte in der Ortbetonschicht auf (siehe auch Abb. 5.44).

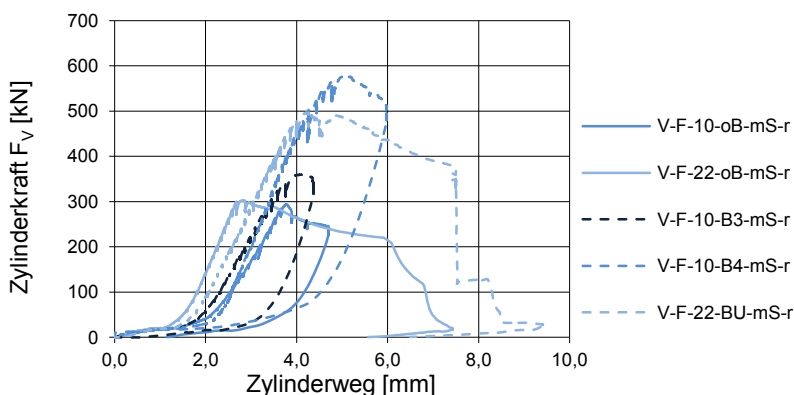


Abb. 5.40: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-F-...-mS-r

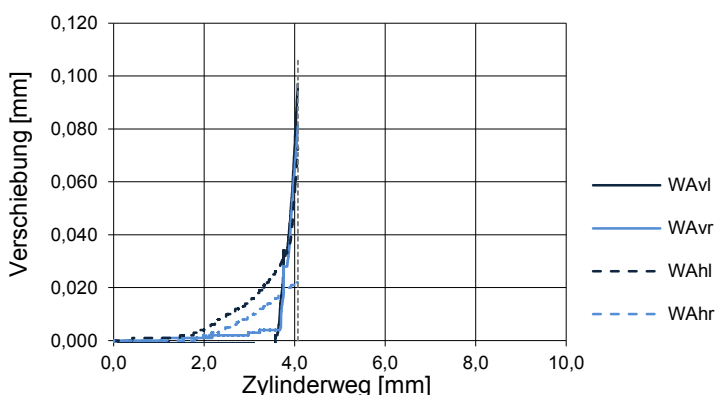


Abb. 5.41: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-F-10-B3-mS-r

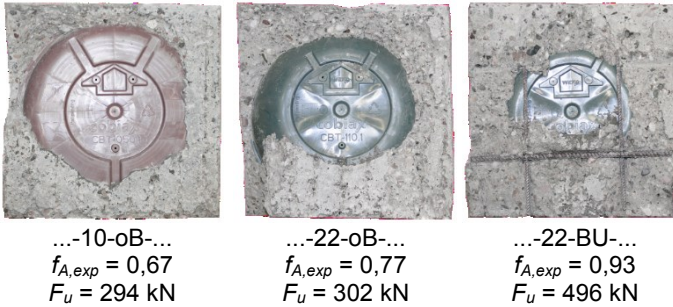


Abb. 5.42: Fugen der Versuchskörper V-F-...-mS-r nach dem Versuch (1/2)

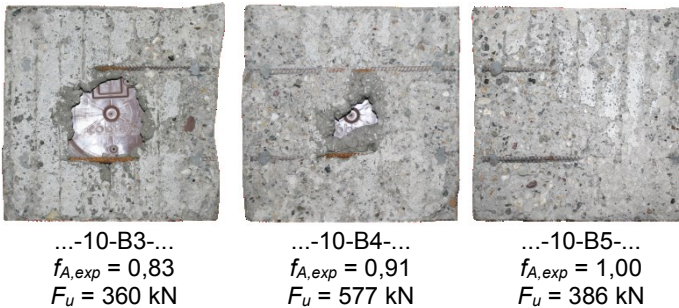


Abb. 5.43: Fugen der Versuchskörper V-F-...-mS-r nach dem Versuch (2/2)

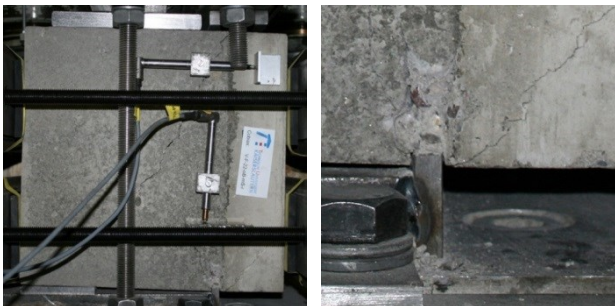


Abb. 5.44: Einseitiges Versagen außerhalb der Verbundfuge bei dem Versuch V-F-22-oB-mS-r

### 5.2.9.6 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-O-...-oS-g und ...-s

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Ortbetonvariante ohne Normalspannungen und mit glatter Fuge sind in Abb. 5.45 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.46 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.47 abgebildet.

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche mit Splitt auf der Fuge sind in Abb. 5.48 dargestellt. Die baugleichen Versuche mit glatter Fuge wurden zum Vergleich ergänzend aufgeführt. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.49 abgebildet.

Die in Abb. 5.45 dargestellten Versuche V-O-oH-oB-oS-g ohne Bewehrung und V-O-oH-BK-oS-g mit Haltekorb (BK) dienen als Referenzversuche. Der Vergleich der

Bruchlasten der Referenzversuche lässt keinen nennenswerten Unterschied erkennen. Gleiches gilt für die Versuchskörper mit 100 mm hohen Hohlkörper, bei denen der Haltekorb keinen Einfluss auf die Bruchkraft hatte. Eine Ausnahme bildet der Versuchskörper V-O-22-oB-oS-g, weil die Tragfähigkeit durch die deutlich größere Verbundfläche über der von Versuch V-O-10-oB-oS-g liegen müsste. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Versuch über die normalen Streuungen hinaus von der zu erwartenden Bruchlast abwich.

Bei den Versuchskörpern mit Haltekorb fiel die Zylinderlast nach dem Lösen des Haftverbundes ab und auch bei zunehmenden Relativverschiebungen konnte die Bruchlast nicht wieder angefahren werden. Bei den Versuchen mit Haltekorb konnte die erste Betonschicht nicht von der zweiten gelöst werden.

In Abb. 5.47 wird deutlich, dass der Versuchskörper mit kleinem Hohlkörper genau auf Höhe des Flansches der Kunststoffschalen versagte. Die Verbundfuge hatte hierzu einen Abstand von 10 mm und wurde nicht beschädigt.

Die Kraftverläufe der Versuchskörper mit Splitt in der Verbundfuge (Abb. 5.48) lassen keinen nennenswerten Unterschied zu den Referenzversuchen ohne Splitt erkennen. Die Versuchskörper mit eingebautem S-220-Hohlkörper können nicht verglichen werden, weil der Versuch V-O-22-ob-oS-g, wie bereits beschrieben, nicht repräsentativ war.

Der Splitt hat demnach keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge. In Abb. 5.49 ist eine Nahaufnahme der gerissenen Fugenoberfläche ohne sichtbare Splittkörner dargestellt. Es wird davon ausgegangen, dass der Splitt nicht tief genug in den Beton eingedrungen ist und sich beim Verdichten mit der zweiten Betonschicht vermischte (siehe auch Abschnitt 5.2.5.3). Durch Abb. 5.49 wird bestätigt, dass auch der Versuchskörper V-O-10-oB-oS-s nicht in der Verbundfuge, sondern auf Äquatorebene der Hohlkörper versagte.

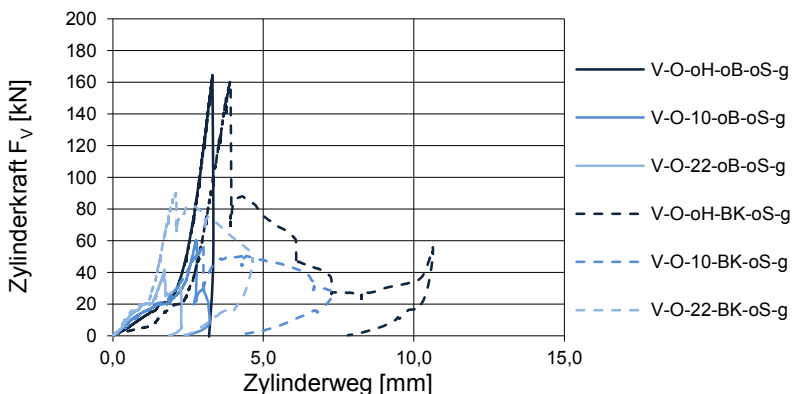


Abb. 5.45: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-O-...-oS-g

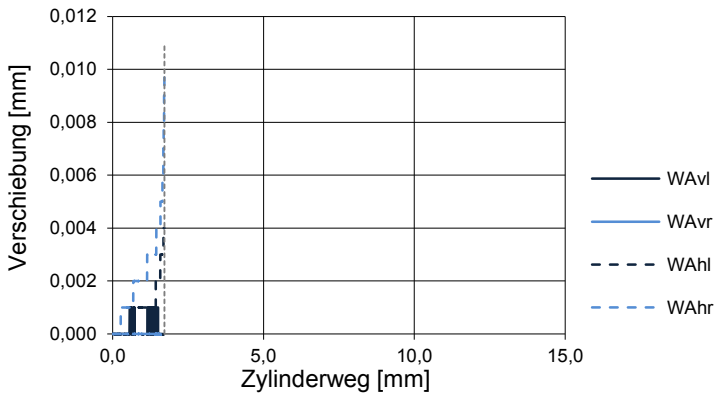


Abb. 5.46: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-O-22-oB-oS-g



...-10-oB-...

$$f_{A,cal} = 0,31$$

$$F_u = 60 \text{ kN}$$

...-22-oB-...

$$f_{A,exp} = 0,47$$

$$F_u = 42 \text{ kN}$$

Abb. 5.47: Fugen der Versuchskörper V-O-... -oS-g nach dem Versuch

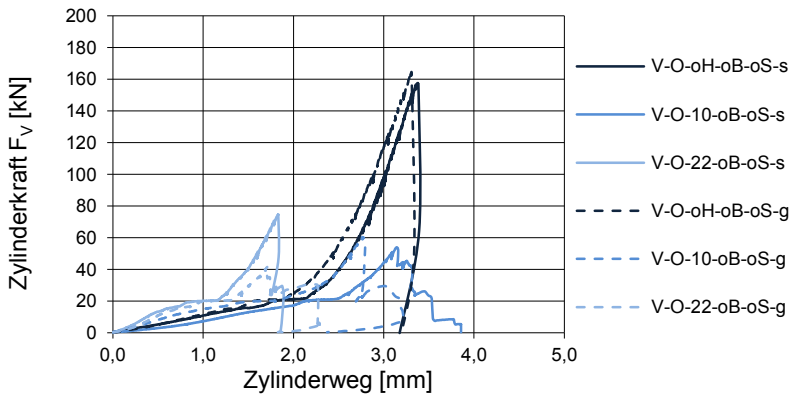


Abb. 5.48: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-O-... oB-oS-...

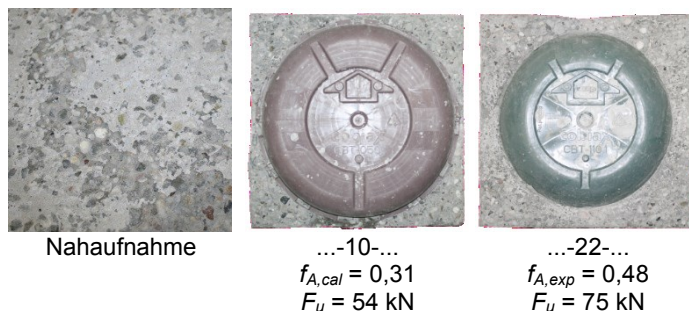


Abb. 5.49: Nahaufnahme einer gerissenen Fugenoberfläche mit Splitt (links) und Fugen der Versuchskörper V-O-...-oB-oS-s (Mitte und rechts) nach dem Versuch

### 5.2.9.7 Versuchsbeobachtungen zu der Reihe V-O-...-mS-g

Die Zylinderkraft-Zylinderweg-Verläufe der Versuche als Ortbetonvariante mit Normalspannungen und mit glatter Fuge sind in Abb. 5.50 dargestellt. Ein charakteristischer Verlauf der Fugenverschiebung ist in Abb. 5.51 über dem Zylinderweg aufgetragen. Die jeweiligen Verbundfugen sind in Abb. 5.52 abgebildet.

Bei den Referenzversuchen sind die Bruchlasten auf gleichem Niveau. Bei den Versuchen mit Hohlkörpern lag die Tragfähigkeit der Versuche mit Haltekorb geringfügig höher als bei den Versuchen ohne Haltekorb. Auch bei diesen Versuchen konnte keine Laststeigerung nach dem Lösen des Haftverbundes erreicht werden.

Erneut wurde festgestellt, dass bei den 100 mm hohen Hohlkörpern das Versagen nicht in der Verbundfuge auftrat.

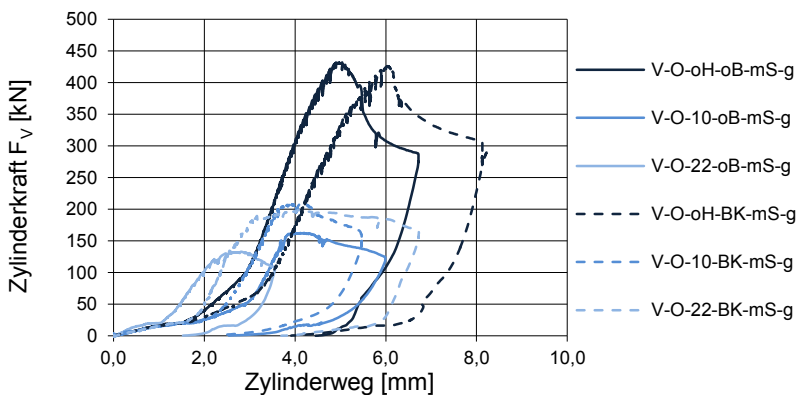


Abb. 5.50: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-O-... mS-g

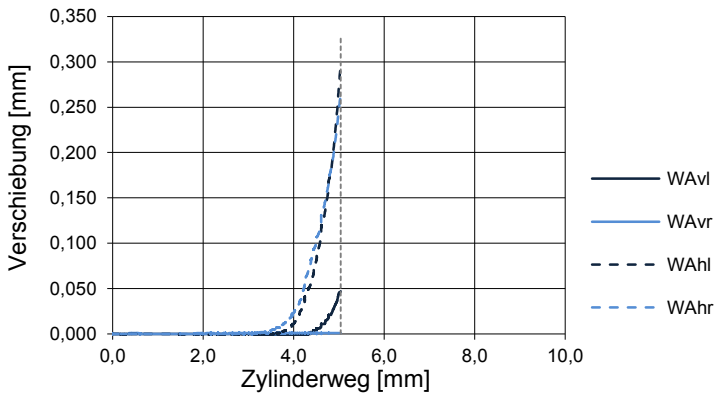


Abb. 5.51: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-O-oH-oB-mS-g

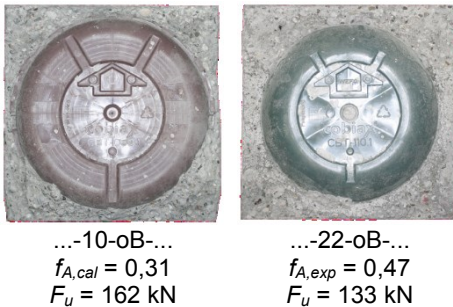


Abb. 5.52: Fugen der Versuchskörper V-O-...-mS-g nach dem Versuch

## 5.3 Untersuchungen an Bauteilen

### 5.3.1 Allgemeines

Nach der Durchführung der Kleinkörperversuche wurden in einem zweiten Schritt Bauteilversuche durchgeführt, wodurch die angepasste Bemessungsgleichung auf Grundlage der Kleinkörperversuche bestätigt werden sollte.

Die Versuche wurden im Rahmen der Studienarbeit *Karaca 2013* unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen.

### 5.3.2 Versuchsprogramm

Im Rahmen der Bauteilversuche wurde ausschließlich der ungünstigste Fall untersucht. Insgesamt wurden sechs Versuchskörper hergestellt, von denen drei Versuchskörper als Referenzversuche ohne Hohlkörper und drei Versuchskörper mit Hohlkörpern der kleinsten Höhe  $h_{vf} = 100 \text{ mm}$  geprüft wurden. Die Fugenoberfläche wurde analog zu der Ortbetonvariante der Kleinkörperversuche nicht aufgeraut. Die Versuche unterschieden sich ausschließlich durch die Schubslankheit (Tab. 5.7).

Tab. 5.7: Versuchsprogramm der Bauteilversuche

Information		Bez.	Einheit	V-O- OH-1	V-O- 10-1	V-O- OH-2	V-O- OH-3	V-O- 10-2	V-O- 10-3
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,2					
	Plattenbreite	$b$	[m]	0,7					
	statische Höhe	$d$	[m]	0,17					
	Bewehrungsgrad	$\rho$	[-]	0,0264					
	Hohlkörper	---	---	keine	S-100	keine	keine	S-100	S-100
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	0,65	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00
	Schubslankheit	$a/d$	[-]	3,82	3,82	5,88	5,88	5,88	5,88

### 5.3.3 Details zu den Versuchskörpern

#### 5.3.3.1 Art der Versuchskörper

Die Bauteilversuche wurden als 3- und 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Breite der Versuchskörper wurde so gewählt, dass zwei Hohlkörper im geplanten Achsabstand von 350 mm eingebaut werden konnten. Die Länge der Versuchskörper und der Bewehrungsgehalt wurden so gewählt, dass die Fuge möglichst hoch beansprucht wurde. Weil die Fugenbeanspruchung nicht nur von der Querkraft, sondern von der Neigung der Hauptspannungen abhängt (*Lindig 2006*) wurden die 3- und 4-Punkt-Biegeversuche bei gleicher Bauteillänge durchgeführt. Durch die variierende Schubslankheit konnten unterschiedliche Fugenbeanspruchungen untersucht werden. Entsprechend der Plattenbalkenversuche in *Leonhardt u. Walther 1962* sowie *Daschner 1986* wurde die Aufbetonschicht bei den Referenzversuchen durch Bewehrungskörbe verstärkt (siehe Anhang D.1.3). Zudem wurde analog zu *Daschner 1986* die Längsbewehrung durch angeschweißte Flachstähe verankert, um die Versuchskörperlänge und somit die Fugenoberfläche zu reduzieren. Die Dicke der ersten Betonschicht wurde für alle Versuchskörper gleich gewählt. Die Einbindetiefe der Hohlkörper betrug 40 mm.

Die Versuchskörper sind im Längsschnitt und Querschnitt sowie im Grundriss in Anhang D.1.3 dargestellt.

#### 5.3.3.2 Oberflächenrauigkeit der Verbundfugen

Weiterführende Informationen zur Oberflächenrauigkeit können Abschnitt 5.2.3.4 entnommen werden. Die Rautiefe  $R_t$  wurde an den Versuchskörpern der Referenzversuche gemessen. Sie lag zwischen 0,51 mm und 0,66 mm. Die Kategorie „glatt“ mit einer mittleren Rautiefe  $R_t < 1,5$  mm wurde wie vorgesehen erreicht.

### 5.3.4 Werkstoff und Materialkennwerte

#### 5.3.4.1 Betonfestigkeiten und E-Moduln

Die Versuchskörper wurden im Labor der TU Kaiserslautern hergestellt. Die Beton-eigenschaften wurden analog zu denen der Querkraftversuche bestimmt (siehe Abschnitt 4.2.4.3). Eine Übersicht der Einzelwerte aus den durchgeführten Beton-druck- und Betonzugfestigkeitsprüfungen sowie die bestimmten E-Moduln sind in



Anhang D.2 aufgeführt. Die Mittelwerte aus jeweils drei Werten sind in Tab. 5.8 zusammengefasst.

Um die Schubspannungen zu vergleichen, wurden die aus den durchgeführten Spaltzugprüfungen ermittelten Betonzugfestigkeiten herangezogen. Zur Berechnung der zu erwartenden Querkrafttragfähigkeit wurden die Festigkeiten aus trocken gelagerten Würfeln auf Festigkeiten nass gelagerter Zylinder umgerechnet (vergleiche Abschnitt 4.2.4.3).

Betonrezeptur C20/25:

- 690 kg/m<sup>3</sup> Rheinsand (entspricht 36 % der Zuschlagsmasse),
- 554 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 2/8 (entspricht 29 % der Zuschlagsmasse),
- 671 kg/m<sup>3</sup> Rheinkies 8/16 (entspricht 35 % der Zuschlagsmasse),
- 280 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM II AS 52,5 N,
- 170 kg/m<sup>3</sup> Trinkwasser,
- 1,12 kg/m<sup>3</sup> Zusatzmittel BV/FM BASF (entspricht 0,4 % der Zementmasse),
- Wasserzementwert:  $w/z = 0,61$ .

#### 5.3.4.2 Frischbetoneigenschaften

Bei den Bauteilversuchen wurde die erste Schicht mit einer Frischbetonkonsistenz der Ausbreitmaßklasse F4 (*sehr weich*) hergestellt. Das Ausbreitmaß betrug 515 mm.

#### 5.3.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung

Die Betondeckung der unteren Bewehrung von  $c_{nom} = 20$  mm wurde mit Hilfe von Abstandshaltern sichergestellt.

Bei den Bauteilversuchen wurden die Hohlkörper bei dem Betonieren der ersten Schicht durch eine Holzkonstruktion in ihrer Lage fixiert (siehe Abb. 5.53, links). Schrauben an der Unterseite der Hohlkörper verhinderten das Aufschwimmen der Hohlkörper bei dem Betonieren der zweiten Schicht, weshalb diese ohne die Holzkonstruktion betoniert werden konnte (siehe Abb. 5.53, rechts).

Drei Tage nach der Herstellung der unteren Schichten wurde die zweite Schicht betoniert.



Abb. 5.53: Schalung vor der ersten Betonage (links) und Versuchskörper vor der zweiten Betonage mit sichtbare Betonschlämme auf den 4 cm tief eingebundenen Hohlkörpern (rechts)

### 5.3.6 Messtechnik

Die Messtechnik wurde analog zu den Querkraftversuchen eingesetzt (siehe Abschnitt 4.2.6). Um Verschiebungen zwischen den beiden Schichten zu messen, wurden zusätzlich zwei Wegaufnehmer (WA) an den Stirnseiten der Hohlkörper angebracht. Die eingesetzte Messtechnik ist in Abb. 5.54 dargestellt.

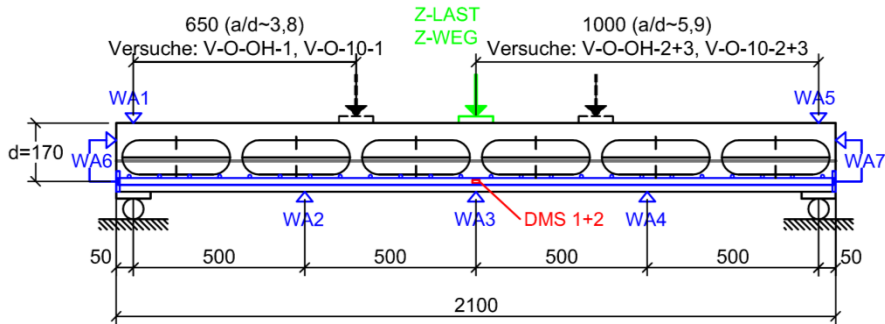


Abb. 5.54: Messstellenübersicht

### 5.3.7 Versuchsaufbau

Der Versuch wurde analog zu den Querkraftversuchen aufgebaut (siehe Abschnitt 4.2.7). Der Versuchsaufbau der Versuche mit einer Schubschlankheit  $a/d = 3,82$  ist in Abb. 5.55 dargestellt. Bei den Versuchen mit einer Schubschlankheit von 5,88 wurde ein Lasteinleitungsträger in der Mitte des Versuchskörpers angeordnet.

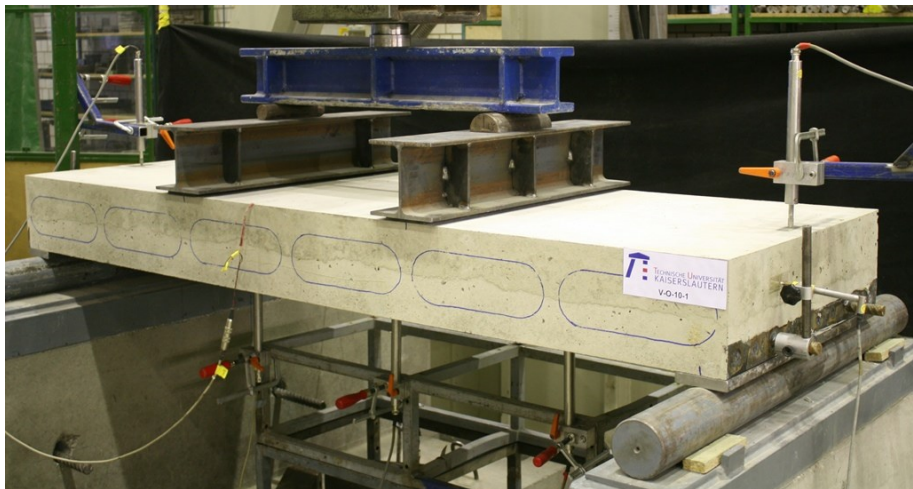


Abb. 5.55: Versuchsaufbau der Bauteilversuche mit einer Schubschlankheit  $a/d = 3,82$

### 5.3.8 Versuchsablauf

Die Kraft wurde weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min in Stufen bis zum Bruch aufgebracht. Der Abstand der Laststufen bis zum Bruch

kann Tab. 5.8 entnommen werden. Die aufgetretenen Risse wurden nach jeder Laststufe eingezeichnet.

### **5.3.9 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse**

#### **5.3.9.1 Details zu den Versuchen**

Nachfolgend wird zusammenfassend auf die Details der einzelnen Versuche eingegangen. Zur besseren Anschaulichkeit werden die Werte in Form einer Tabelle ausgegeben (siehe Tab. 5.8). Die Abminderung der Verbundfuge für die Versuchskörper mit Haltekörben konnte nicht gemessen werden.

In Anhang D.4 sind alle wesentlichen Messergebnisse in Form von Diagrammen aufgeführt.

#### **5.3.9.2 Versuchsbeobachtungen**

Die Versagensbilder der Versuchskörper sind in Abb. 5.56 abgebildet. Die oberen beiden Versuchskörper wurden mit einer Schubslankheit von 3,82 und die darunterliegenden mit einer Schubslankheit von 5,88 geprüft. Sie unterscheiden sich wesentlich durch die Neigung des Schubrisses. In Abb. 5.57 ist der Verlauf der Zylinderkraft über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung für alle Bauteilversuche aufgetragen. Die Bruchlasten der Referenzversuche sind deutlich höher. Tendenziell sind die Bruchlasten bei den Versuchen mit einer kleineren Schubslankheit höher (siehe auch Abschnitt 5.4.3.8). Bei den meisten Versuchen konnten vor dem Versagen Risse an der Fuge gekennzeichnet werden. Eine wesentliche Verschiebung der beiden Schichten konnte vor dem Erreichen der Bruchlast durch die Wegaufnehmer nicht aufgezeichnet werden (siehe Abb. 5.58 und Anhang D.4.7).

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 5.8: Details zu den Bauteilversuchen

Information		Bez.	Einheit	Bauteilversuche					
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,2					
	Plattenbreite	$b$	[m]	0,7					
	statische Höhe	$d$	[m]	0,17					
	Längsbewehrung	$d_s$	[mm]	B500B, $d_s = 20$					
	Anzahl	---	---	10					
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	31,42					
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0264					
	Querbewehrung	---	---	B500B, $d_q = 10$ , $s_q = 8,8$					
Daten	Betonagedatum	---	---	Schicht 1: 29.01.2013 / Schicht 2: 01.02.2013					
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	14.02.2013					
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	Schicht 1: 16 / Schicht 2: 13					
Belastung	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	0,5					
	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Elastomer					
Beton Schicht 1	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,19					
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16,37					
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,04					
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,84					
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16.342					
Beton Schicht 2	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,36					
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	15,75					
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,90					
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,71					
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19.294					
Information		Bez.	Einheit	V-O- OH-1	V-O- 10-1	V-O- OH-2	V-O- OH-3	V-O- 10-2	V-O- 10-3
Geometrie	Hohlkörper	---	---	keine	S-100	keine	keine	S-100	S-100
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	0,65	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	3,82	3,82	5,88	5,88	5,88	5,88
Lasten	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	15	5	15	5	5	5
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	305,55	129,63	269,64	259,99	79,68	105,03
	Belastungsaufbau	$\Delta F_I$	[kN]	1,10	1,10	0,36	0,36	0,36	0,36
	Querkraft aus Zylinderkraft und Lastaufbau	$V_u$ ( $V_{u, Ref}$ )	[kN]	153,33	65,36	135,00	130,17	40,02	52,70
	Querkraft aus Eigenlast	$\Delta V_I$	[kN]	3,29	3,29	3,29	3,29	3,29	3,29
	Querkraft im Bruchzustand	$V_u$ ( $V_{u, Ref}$ )	[kN]	156,62	68,65	138,29	133,46	43,31	55,99
Fuge	Verbundflächenabminderungsfaktor für Auswertung verwendet	$f_{A, used}$	[mm]	1,00	0,31	1,00	1,00	0,31	0,31
	Rauigkeiten	$R_t$	[-]	0,51	---	0,66	0,66	---	---

V-O-10-1

$V_u = 68,65 \text{ kN}$

V-O-OH-1

$V_u = 156,62 \text{ kN}$

V-O-10-2

$V_u = 43,31 \text{ kN}$

V-O-10-3

$V_u = 55,99 \text{ kN}$

V-O-OH-2

$V_u = 138,29 \text{ kN}$

V-O-OH-3

$V_u = 133,46 \text{ kN}$



Abb. 5.56: Seitenansicht der Probekörper zum Schubtragverhalten der Verbundfuge nach dem Versagen

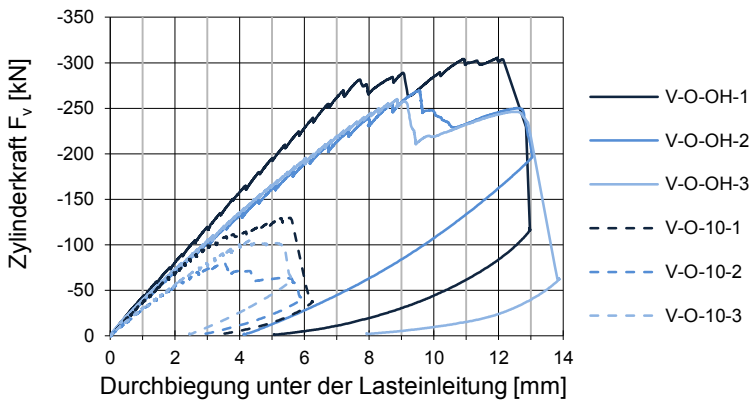


Abb. 5.57: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg aller Bauteilversuche

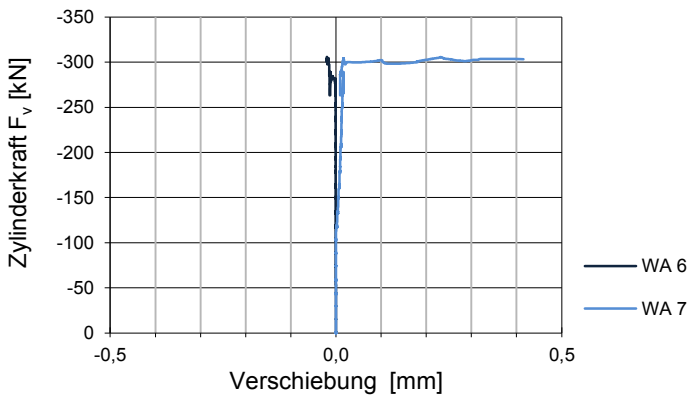


Abb. 5.58: Verschiebung aufgetragen über dem Zylinderweg des Versuchs V-O-OH-1

## **5.4 Auswertung der Versuchsergebnisse**

### **5.4.1 Allgemeines**

In den nachfolgenden Abschnitten werden die gemessenen Verbundflächen und Bruchschubspannungen der Kleinkörper- und Bauteilversuche ausgewertet. Zudem werden die Auswirkungen der Haltekörbe als Verbundbewehrung untersucht.

### **5.4.2 Verbundflächen**

Im ersten Schritt werden die tatsächlich ermittelten Verbundflächen mit den berechneten Verbundflächen auf Grundlage der Geometrie der Hohlkörper verglichen.

In Abb. 5.59 werden die Mittelwerte aller messbaren Verbundflächen gleichen Typs durch den Abminderungsfaktor  $f_{A,exp}$  mit den berechneten Abminderungsfaktoren  $f_{A,cal}$  verglichen.

Die Referenzversuche wurden nicht mit aufgenommen, weil bei diesen der Faktor immer bei 1,00 liegt. Bei den Versuchen V-O-10-oB-... konnte die Verbundfuge nicht gemessen werden, weil die Versuchskörper in Höhe der Hohlkörperachse und nicht in der Verbundfuge versagten.

Bei den Versuchen V-F-10-oB-... und V-F-22-oB-... wurden die Hohlkörper direkt auf der Verbundfuge fixiert. Die Abminderung der Verbundflächen lag innerhalb der Messtoleranzen.

Bei den Versuchen V-F-10-BU-..., V-F-22-BU-... und V-F-10-B3 bis B5 wurden die Hohlkörper mit verschiedenen Abständen zum Halbfertigteil betoniert. Die tatsächliche Verbundfläche wird dabei maßgeblich von der Frischbetonkonsistenz und der aufgetragenen Verdichtungsenergie beeinflusst. Allgemein gültige Aussagen können deshalb nicht getroffen werden. Entscheidend ist, dass bei der getesteten Konsistenz die Versuchsanordnung mit einem Abstand von 50 mm zum Halbfertigteil zu einer vollflächigen Verbundfuge führte (siehe auch Abb. 5.43). Für die Versuche wurde ein Frischbeton mit einem Ausbreitmaß von 400 mm verwendet, wodurch der Beton in eine Frischbetonkonsistenzklasse unterhalb F3 (Ausbreitmaß von 420 bis 480 mm) einzuordnen ist. Durch eine weichere Frischbetonkonsistenz oder mehr Verdichtungsenergie kann eine vollflächige Verbundfuge auch bei geringeren Abständen erreicht werden. Zu beachten ist jedoch, dass bei einer vollflächigen Verbundfuge nicht unbedingt der gesamte Bereich unter den Hohlkörpern mit Beton ausgefüllt sein muss. Dies kann dazu führen, dass bei der Planung nicht genau bestimmt werden kann, wie viel Beton tatsächlich eingebaut wird. Unter Betrachtung des Versuchs V-F-10-B3 kann die tatsächliche Gewichtsreduktion bei einer 200 mm hohen Decke, infolge des nicht ausgefüllten Bereiches unter den Hohlkörpern, ca. 10 % höher als ausschließlich durch die Hohlkörper sein.

Bei den in der Ort betonvariante hergestellten Versuchskörpern konnte nur die Verbundfugen der Versuche V-O-22-oB-... gemessen werden. Bei diesen Versuchen sollten die Versuchskörper 40 mm in die erste Betonschicht einbinden. Die gemessene Abminderung lag mit 0,47 unter der berechneten von 0,50. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die gewünschte Betonierhöhe der ersten Schicht selbst bei der

Betonage unter Laborbedingungen nicht genau erreicht werden konnte. Für die Bemessung ist aus diesem Grund ein Vorhaltemaß zu berücksichtigen. Zudem verdeutlicht das Versagen der Versuche V-O-22-oB-... in der Hohlkörperachse anstatt in der Verbundfuge, dass die Abminderung der Verbundfuge um die rechnerischen Werte nicht richtig ist.

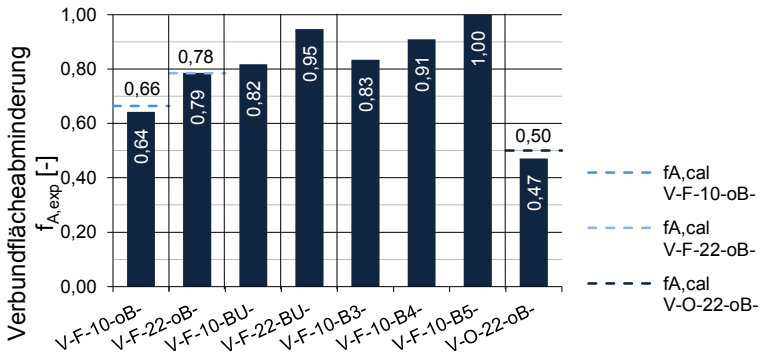


Abb. 5.59: Verbundflächenabminderung aller Versuchskörper als Halbfertigteilvariante

### 5.4.3 Bruchschubspannungen

Für den Vergleich der Bruchschubspannungen werden die Ergebnisse der Versuchskörper mit Hohlkörpern mit den Ergebnissen der Referenzversuche, aber auch mit den theoretischen Bruchschubspannungen und den Bemessungswerten unter Berücksichtigung der gemessenen Verbundflächen verglichen. Hierdurch wird auch der große Abstand zwischen Bemessung und Versuch bei jedem Versuchskörper deutlich.

#### 5.4.3.1 Bestimmung der theoretischen Schubtragfähigkeiten

Zur Berechnung der rechnerischen Bruchspannung  $v_{cal}$  und des Bemessungswertes  $v_{Rd}$  musste untersucht werden, welcher Wert für die einzelnen Parameter eingesetzt werden muss.

#### Bemessungsgleichung

Die Schubtragfähigkeit wurde nach Gleichung (5.3) in Abschnitt 5.1.1 berechnet. Aufgrund der Normalspannung senkrecht zur Verbundfuge  $\sigma_n$  in Abhängigkeit der Schubspannung wurde die Gleichung angepasst. Die Versuche wurden so durchgeführt, dass die Wirkungslinie aus Schubkraft und Normalkraft die Fuge mit einem Winkel von  $30^\circ$  zur Fuge kreuzte, wodurch sich die Gleichung (5.14) ergibt.

$$\sigma_n = v_{Ri} \cdot \tan 30^\circ \quad (5.14)$$

mit:  $v_{Ri}$

Tragfähigkeit der Verbundfuge:

Durch Einsetzen in Gleichung (5.3) ergibt sich Gleichung (5.15).

Wird diese nach  $v_{Ri}$  aufgelöst und  $\alpha = 90^\circ$  für die Neigung der Bewehrung eingesetzt folgt Gleichung (5.16).

$$v_{Ri} = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot v_{Ri} \cdot \tan 30^\circ + \rho \cdot f_y (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (5.15)$$

$$v_{Ri} = \frac{c \cdot f_{ct} + 1,2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \tan 30^\circ} \quad (5.16)$$

### Betonzugfestigkeit

Für die Betonzugfestigkeit wurde die mittlere zentrische Zugfestigkeit der zweiten Betonschicht am Versuchstag angesetzt. Die Festigkeit der zweiten Betonschicht lag zwischen 27 % und 38 % unter der Festigkeit der ersten Betonschicht.

Für den Bemessungswert der Schubtragfähigkeit  $v_{Rd}$  wird die Betonzugfestigkeit nach Gleichung (5.17) verwendet. Zur Berechnung der rechnerischen Schubtragfähigkeit  $v_{cal}$  wurde die durch Spaltzugprüfungen ermittelte gemessene mittlere Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  des Betons angesetzt.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{1,5} \quad (5.17)$$

### Oberflächenbeiwerte

Die Oberflächenbeiwerte  $c$  und  $\mu$  werden in Abhängigkeit der bestimmten mittleren Rautiefe der Verbundfugen (vergleiche Abschnitt 5.2.3.4) angenommen. Es wurde immer eine Kategorie höher angesetzt, sodass die Versuchskörper eine glattere Fugenoberflächeneigenschaft besaßen, als in der Bemessung angesetzt wurde. In Tab. 5.9 sind die angesetzten Beiwerte zusammengestellt.

Tab. 5.9: Beiwerte der Verbundfuge für die Berechnung

Versuche	angestrebte Kategorie (mittlere Rautiefe)	vorhandene Kategorie (mittlere Rautiefe)	angesetzte Kategorie für den Spannungsvergleich	Rauigkeits- beiwert	Reibungs- beiwert
	$R_t$	$R_t$	---	$c$	$\mu$
	[mm]	[mm]	---	[-]	[-]
...-F-...-g	glatt ( $0 < R_t < 1,5$ )	0,74	rau	0,4	0,7
...-F-...-r	rau ( $1,5 \leq R_t < 3,0$ )	2,83	verzahnt	0,5	0,9
...-O-...-g	glatt ( $0 < R_t < 1,5$ )	1,35	rau	0,4	0,7
...-O-...-s	Splitt		rau	0,4	0,7
Bauteil- versuche	glatt ( $0 < R_t < 1,5$ )	0,61	rau	0,4	0,7

### Berücksichtigung der Haltekörbe

Der Bewehrungsgehalt in der Verbundfuge der Ortbetonvariante wurde mit den vier Bewehrungsstäben des Haltekorbess mit einem Durchmesser von 5 mm berechnet.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{i,red}} \quad (5.18)$$

Für die Streckgrenze des Haltekorbstahls wird zur Berechnung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit  $v_{Rd}$  der Bemessungswert  $f_{yd}$  angenommen. Für die Berechnung der rechnerischen Tragfähigkeit  $v_{cal}$  wird der charakteristische Wert  $f_{yk}$  eingesetzt.



## Verbundfläche

Für die Versuchskörper mit Haltekorb wurden die Verbundflächen der baugleichen Versuchskörper ohne Haltekorb als Mittelwert angenommen. Für die Versuchskörper mit 100 mm hohen Hohlkörpern wurde die Nettofläche des Betons auf Äquatorebene der Hohlkörper bestimmt, weil diese nicht in der Verbundfuge versagten.

### 5.4.3.2 Bestimmung der experimentellen Bruchschubspannung

#### Experimentelle Bruchschubspannung der Kleinkörperversuche

Die Berechnung der Bruchschubspannung erfolgte nach Gleichung (5.19). Für die reduzierte Fläche wurde der verwendete Abminderungsbeiwert aus den gemessenen Verbundflächen angesetzt.

$$v_{exp} = \frac{F_{u,exp}}{A_{i,red}} = \frac{F_{u,exp}}{A_i \cdot f_{A,used}} \quad (5.19)$$

#### Experimentelle Bruchschubspannungen der Bauteilversuche

Die Berechnung der Bruchschubspannung erfolgte nach Gleichung (5.20). Hierzu wurde die Gleichung zur Berechnung der einwirkenden Schubspannung umgestellt (siehe auch Abschnitt 5.1.1.1). Für die reduzierte Fläche der Versuche mit Hohlkörpern wurde der verwendete Abminderungsbeiwert  $f_{A,used} = 0,31$  angesetzt.

$$v_{exp} = \frac{V_u}{z \cdot b} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{A,used}} \quad (5.20)$$

### 5.4.3.3 Zusammenfassung der Schubspannungen

Eine Zusammenfassung der ermittelten Schubspannungen kann Tab. 5.10 entnommen werden. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Spannungen der einzelnen Gruppen anhand von Säulendiagrammen verglichen. Die Versuche V-F-oH-oB-mS-r, V-F-10-BU-oS-r, V-F-10-BU-mS-r und V-F-10-B5-mS-r wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt, weil diese nicht in der Fuge versagten (siehe auch Tab. 5.6 und Anhang D.3).

Tab. 5.10: Zusammenfassung der Schubspannungen

Versuchserie											
Charakteristik	Versuch	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ) 2. Schicht	Bemessungswiderstand der Schubspannung	rechnerische Schubspannung	Verbundflächen- abminderungsfaktor für Auswertung verwendet	experimentelle Bruchschubspannung mit $f_{A,used}$	Quotient der Bruchschub- spannungen mit $f_{A,used}$ - zum Referenzversuch	experimentelle Bruchschubspannung mit $f_A = 0,31$	Quotient der Bruchschub- spannungen mit $f_A = 0,31$ - zum Referenzversuch	Sicherheit zum Bemessungswiderstand der Schubspannung	
		$f_{ctm}$	$V_{Rd}$	$V_{cal}$	$f_{A,used}$	$V_{exp}$	$V_{exp}/V_{exp,ref}$	$V_{exp,0,31}$	$V_{exp,0,31}/V_{exp,ref}$	$V_{exp,0,31}/V_{Rd}$	
Halbfertigteilvariante		---	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	---	[N/mm <sup>2</sup> ]	---	[N/mm <sup>2</sup> ]	---	---	
	ohne $\sigma_N$ glatte Fuge	V-F-oH-oB-oS-g	2,14	0,34	0,86	1,00	1,44	---	1,44	---	4,23
		V-F-10-oB-oS-g	2,14	0,34	0,86	0,65	1,09	0,76	2,28	1,59	6,72
		V-F-10-BU-oS-g	2,14	0,34	0,86	0,78	1,06	0,74	2,67	1,86	7,87
		V-F-22-oB-oS-g	2,14	0,34	0,86	0,79	1,04	0,72	2,67	1,86	7,86
		V-F-22-BU-oS-g	2,14	0,34	0,86	0,93	1,02	0,71	3,09	2,15	9,10
	ohne $\sigma_N$ raue Fuge	V-F-oH-oB-oS-r	2,02	0,40	1,01	1,00	2,79	---	2,79	---	6,98
		V-F-10-oB-oS-r	2,08	0,41	1,04	0,62	1,27	0,46	2,53	0,91	6,14
		V-F-22-oB-oS-r	2,33	0,46	1,16	0,79	1,77	0,63	4,48	1,61	9,71
		V-F-22-BU-oS-r	2,33	0,46	1,16	0,97	2,12	0,76	6,61	2,37	14,32
		V-F-oH-oB-mS-g	2,08	0,55	1,39	1,00	4,25	---	4,25	---	7,68
	mit $\sigma_N$ glatte Fuge	V-F-10-oB-mS-g	2,08	0,55	1,39	0,64	2,43	0,57	5,00	1,18	9,03
		V-F-10-BU-mS-g	2,14	0,57	1,44	0,80	2,60	0,61	6,72	1,58	11,78
		V-F-22-oB-mS-g	2,33	0,62	1,56	0,79	1,85	0,43	4,69	1,10	7,56
		V-F-22-BU-mS-g	2,33	0,62	1,56	0,95	2,41	0,57	7,42	1,75	11,97
		V-F-10-oB-mS-r	2,02	0,83	2,10	0,67	3,59	---	7,74	---	9,30
	mit $\sigma_N$ raue Fuge	V-F-10-B3-mS-r	1,95	0,81	2,03	0,83	3,52	---	9,47	---	11,74
		V-F-10-B4-mS-r	1,95	0,81	2,03	0,91	5,18	---	15,20	---	18,85
		V-F-22-oB-mS-r	2,33	0,96	2,42	0,77	3,19	---	7,96	---	8,28
		V-F-22-BU-mS-r	2,33	0,96	2,42	0,93	4,34	---	13,06	---	13,59
		V-F-22-BU-mS-r	2,33	0,96	2,42	0,93	4,34	---	13,06	---	13,59
Ortbetonvariante	ohne $\sigma_N$ glatte Fuge	V-O-oH-oB-oS-g	1,52	0,24	0,61	1,00	1,34	---	1,34	---	5,55
		V-O-10-oB-oS-g	1,53	0,24	0,61	0,31	1,59	1,18	1,59	1,18	6,55
		V-O-22-oB-oS-g	1,52	0,24	0,61	0,47	0,73	0,55	1,10	0,82	4,55
		V-O-oH-oB-oS-s	1,53	0,24	0,61	1,00	1,29	---	1,29	---	5,29
		V-O-10-oB-oS-s	1,53	0,24	0,61	0,31	1,42	1,11	1,42	---	5,85
		V-O-22-oB-oS-s	1,53	0,24	0,61	0,48	1,28	0,99	1,97	1,53	8,11
		V-O-oH-BK-oS-g	1,52	0,48	0,88	1,00	1,31	---	1,31	---	2,75
		V-O-10-BK-oS-g	1,52	1,00	1,48	0,31	1,54	1,17	1,54	1,17	1,54
		V-O-22-BK-oS-g	1,52	0,74	1,18	0,47	1,57	1,20	2,39	1,82	3,23
		V-O-22-BK-oS-g	1,52	0,74	1,18	0,47	1,57	1,20	2,39	1,82	3,23
	mit $\sigma_N$ glatte Fuge	V-O-oH-oB-mS-g	1,52	0,40	1,02	1,00	3,52	---	3,52	---	8,72
		V-O-10-oB-mS-g	1,52	0,40	1,02	0,31	4,28	1,21	4,28	1,21	10,58
		V-O-22-oB-mS-g	1,52	0,40	1,02	0,47	2,31	0,66	3,50	0,99	8,65
		V-O-oH-BK-mS-g	1,52	0,80	1,47	1,00	3,48	---	3,48	---	4,36
		V-O-10-BK-mS-g	1,52	1,67	2,48	0,31	5,52	1,59	5,52	1,59	3,30
		V-O-22-BK-mS-g	1,52	1,24	1,98	0,47	3,44	0,99	5,23	1,50	4,22
		V-O-OH-1	1,71	0,27	0,68	1,00	1,46	---	1,46	---	5,39
		V-O-10-1	1,71	0,27	0,68	0,31	2,07	1,41	2,07	1,41	7,62
		V-O-OH-2	1,71	0,27	0,68	1,00	1,29	---	1,29	---	4,76
		V-O-OH-3	1,71	0,27	0,68	1,00	1,25	---	1,25	---	4,59
Bauteilveruche	ohne $\sigma_N$ glatte Fuge	V-O-10-2	1,71	0,27	0,68	0,31	1,30	1,03	1,30	1,03	4,81
		V-O-10-3	1,71	0,27	0,68	0,31	1,69	1,03	1,69	1,03	6,21
		V-O-10-3	1,71	0,27	0,68	0,31	1,69	1,03	1,69	1,03	6,21

#### 5.4.3.4 Halbfertigteilvariante ohne Normalspannung

In Abb. 5.60 sind die Schubspannungen für die Versuche der Halbfertigteilvariante ohne Normalspannungen dargestellt. Auf der linken Seite sind die Versuche mit glatter Fugenoberfläche und auf der rechten Seite mit rauer Fugenoberfläche aufgeführt. Die Werte der Säulen können Tab. 5.10 entnommen werden. Bei allen

Versuchen lag die Bruchschubspannung deutlich oberhalb des Bemessungswertes. Auch die rechnerischen Bruchlasten lagen unterhalb der Versuchsergebnisse, obwohl bei der Berechnung eine rauere Fuge als getestet angesetzt wurde. Die Ursache der niedrigen berechneten Bruchkräfte sind die Faktoren zur Berücksichtigung der Oberflächenrauigkeit, bei denen Unterschiede zwischen Labor- und Baustellenbedingungen berücksichtigt sind.

Durch Abb. 5.60 wird verdeutlicht, dass die Schubspannungen der Versuche mit Hohlkörpern immer kleiner waren als bei den Referenzversuchen. Dies wird bei der Anpassung der Bemessungsgleichung berücksichtigt. Die Ursache der Unterschiede kann die Verdichtbarkeit des Betons im Bereich der Hohlkörper sein (siehe auch Abschnitt 5.4.3.9).

Bei den Versuchen mit glatter Fugenoberfläche konnte kein Unterschied zwischen den 100 und 200 mm hohen Hohlkörper festgestellt werden. Bei den Versuchen mit rauer Oberfläche variieren die erreichten Spannungen, dabei erreichten die Versuchskörper mit den höheren Hohlkörpern höhere Spannungen.

Bei der Halbfertigteilvariante ohne Bewehrungsunterlage ist teilweise an der gleichen Stelle im Randbereich der Verbundfuge Beton aus der oberen Betonschicht abgeplatzt (siehe Abb. 5.61). Dies wurde durch die Lasteinleitung hervorgerufen und hat zur Folge, dass die vorhandene Verbundfläche reduziert wurde. Für die Praxis hat dies keine Bedeutung, weil die Lasteinleitung in der getesteten Form nicht vorliegt.

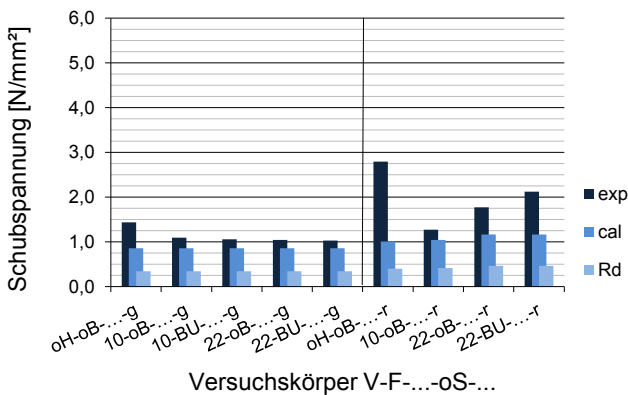


Abb. 5.60: Fugenspannung der Versuchskörper V-F-...-oS-... im Bruchzustand

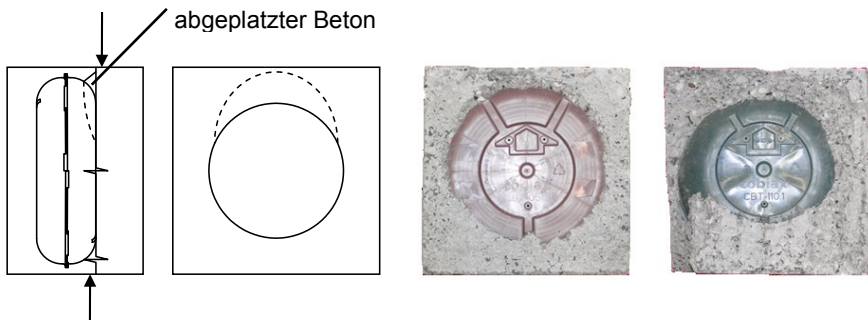


Abb. 5.61: Örtliches Versagen des Betons infolge der Lastausbreitung im Versuchskörper

#### 5.4.3.5 Halbfertigteilvariante mit Drucknormalspannungen in der Verbundfuge

In Abb. 5.62 sind die Schubspannungen für die Versuche der Halbfertigteilvariante mit Normalspannungen dargestellt. Auf der linken Seite sind die Versuche mit glatter Fugenoberfläche und auf der rechten Seite mit rauer Fugenoberfläche aufgeführt. Die Werte der Säulen können Tab. 5.10 entnommen werden.

Bei allen Versuchen lagen die Bruchschubspannungen deutlich oberhalb des Bemessungswertes. Auch die rechnerischen Bruchlasten lagen unterhalb der Versuchsergebnisse (siehe auch 5.4.3.4).

Durch Abb. 5.62 wird verdeutlicht, dass die Schubspannungen der Versuche mit Hohlkörpern und glatter Fuge immer kleiner waren als bei den Referenzversuchen. Die Ursache für die Unterschiede kann ebenfalls die Verdichtbarkeit des Betons im Bereich der Hohlkörper sein. Zudem kann aber auch die Weiterleitung der Normalspannungen ausschlaggebend sein (siehe auch Abschnitt 5.4.3.9). Bei den Versuchen mit rauer Fuge konnte der Referenzversuch nicht für die Auswertung herangezogen werden (siehe Abschnitt 5.2.9.5).

Bezüglich der großen Streuungen der Bruchschubspannungen wird auf Abschnitt 5.4.3.10 verwiesen.

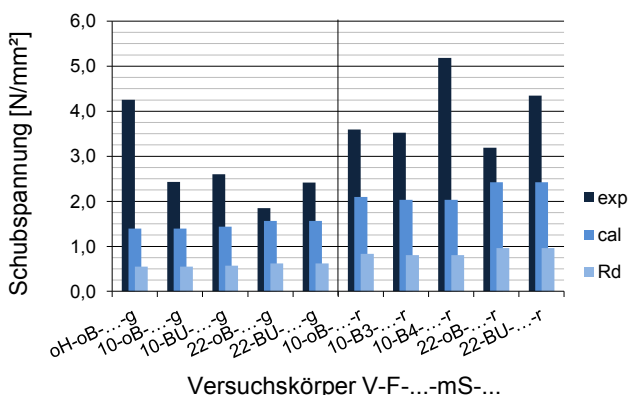


Abb. 5.62: Fugenspannung der Versuchskörper V-F-...-mS-... im Bruchzustand

#### 5.4.3.6 Ort betonvariante ohne Drucknormalspannungen in der Verbundfuge

In Abb. 5.63 sind die Schubspannungen für die Versuche der Ort betonvariante ohne Normalspannungen dargestellt. Auf der linken Seite sind die Versuche ohne Haltekorb, in der Mitte die Versuche mit Splitteinstreuung und auf der rechten Seite die Versuche mit Haltekorb aufgeführt. Die Werte der Säulen können Tab. 5.10 entnommen werden.

Durch Abb. 5.63 wird verdeutlicht, dass die Bruchschubspannungen der Versuche mit Hohlkörpern generell nicht kleiner waren als bei den Referenzversuchen.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.9.6 beschrieben, wurde keine Traglaststeigerung durch die Splitteinstreuung erreicht.

Beim Vergleich der Versuche mit und ohne Haltekorb wird deutlich, dass zwar die theoretischen Spannungen bei den Versuchskörpern mit Haltekorb deutlich höher sind, eine Traglaststeigerung konnte jedoch nicht erzielt werden. Die variierende Größe der berechneten Spannungen liegt an den unterschiedlichen Schubbewehrungsgehalten  $\rho$ .

Bei allen Versuchen lag die Bruchschubspannung deutlich oberhalb des Bemessungswertes. Ebenfalls lagen die rechnerischen Bruchlasten unterhalb der Versuchsergebnisse (siehe auch 5.4.3.4). Eine Ausnahme bilden die Versuche mit Haltekorb. Bei diesen Versuchen sind die Abstände zwischen Bemessungs- und Bruchschubspannungen nicht mehr so groß. Auf die Wirkung des Haltekorb wird in Abschnitt 5.4.4 näher eingegangen.

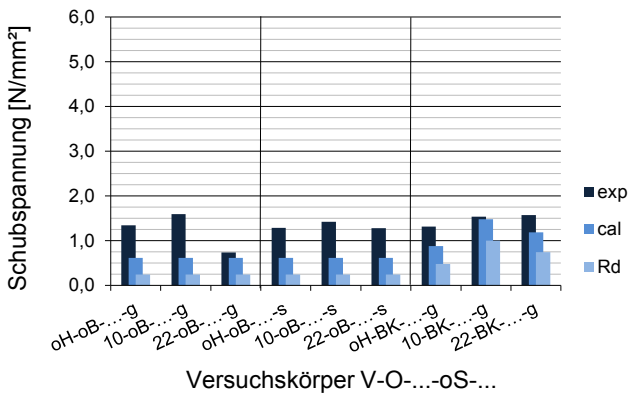


Abb. 5.63: Fugenspannung der Versuchskörper V-O-...-oS-... im Bruchzustand

### 5.4.3.7 Ortbetonvariante mit Drucknormalspannungen in der Verbundfuge

In Abb. 5.64 sind die Schubspannungen für die Versuche der Ortbetonvariante mit Normalspannungen dargestellt. Auf der linken Seite sind die Versuche ohne Haltekorb und auf der rechten Seite mit Haltekorb aufgeführt. Die Werte der Säulen können Tab. 5.10 entnommen werden.

Durch Abb. 5.64 wird verdeutlicht, dass die Schubspannungen der Versuche mit Hohlkörpern nicht generell kleiner waren als bei den Referenzversuchen.

Auch bei diesen Versuchen konnte keine Traglaststeigerung durch die Haltekörbe erreicht werden.

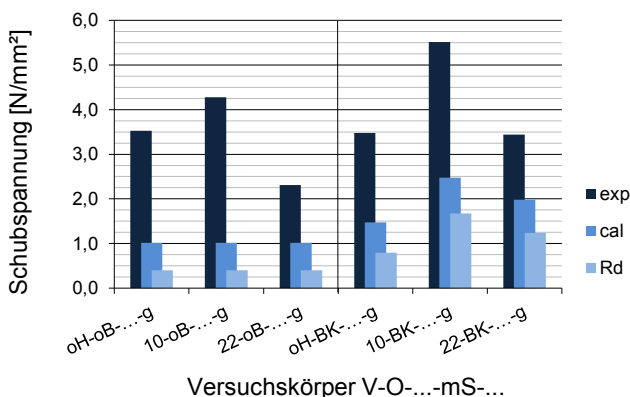


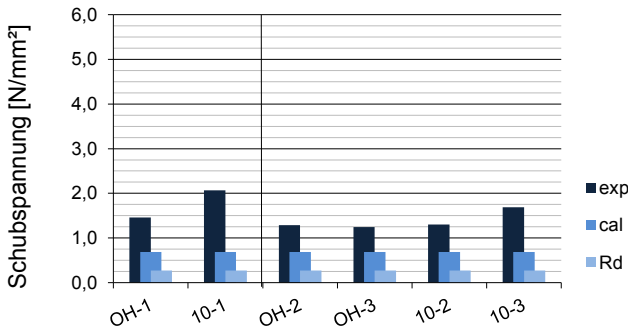
Abb. 5.64: Fugenspannung der Versuchskörper V-O-...-mS-... im Bruchzustand

#### 5.4.3.8 Bauteilversuche

In Abb. 5.65 sind die Schubspannungen der Bauteilversuche dargestellt. Auf der linken Seite sind die Versuche mit einer Schubslankheit  $a/d = 3,82$  und auf der rechten Seite mit  $a/d = 5,88$  aufgeführt. Die Werte der Säulen können Tab. 5.10 entnommen werden.

Durch das Diagramm wird verdeutlicht, dass die Bruchschubspannungen der Versuche mit Hohlkörpern nicht generell kleiner waren als bei den Referenzversuchen. Vielmehr sind die Bruchschubspannungen vergleichbar. Die Versuche mit einer kürzeren Schubslankheit weisen höhere Bruchschubspannungen auf. Dies verdeutlicht, dass die Schubslankheit einen wesentlichen Einfluss auf die Querkraft- und Schubtragfähigkeit hat. Dies bezieht sich auch auf Schubslankheiten mit  $a/d \geq 3$ .

In Tab. 5.11 werden die aufgetretenen Querkräfte im Bruchzustand mit den Querkraften aus der Querkraft- und der Verbundfugenbemessung verglichen. Die mittlere Querkrafttragfähigkeit wurde nach Gleichung (4.7) berechnet. Für die Abminderung der Querkraft wurde nicht  $f_v = 0,5$ , sondern der Mittelwert aus den Versuchen mit 100 mm hohen Hohlkörpern  $f_v = 0,69$  angesetzt (siehe Tab. 4.11). Für die rechnerischen Querkräfte und Bemessungsquerkräfte aus dem Verbundfugennachweis wird die Querkraft unter Anwendung von Gleichung (5.2) mit den Verbundspannungen und der Flächenabminderung nach Tab. 5.10 sowie einem inneren Hebelarm von  $0,9 \cdot d$  berechnet. In Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit wird deutlich, dass diese durch die Verbundfuge geschwächt wird.



Bauteilversuche V-O-...

Abb. 5.65: Fugenspannung der Bauteilversuche im Bruchzustand

Tab. 5.11: Versuchsauswertung über die Berechnung der Querkräfte im Bruchzustand

Information		Bez.	Einheit	V-O- OH-1	V-O- 10-1	V-O- OH-2	V-O- OH-3	V-O- 10-2	V-O- 10-3
Querkräfte im Bruchzustand		$V_u$	[kN]	156,62	68,65	138,29	133,46	43,31	55,99
Querkraft	mittlere Querkrafttragfähigkeit	$V_{Rm,c}$	[kN]	150,33	103,73	150,33	150,33	103,73	103,73
	Quotient zum Mittelwert	$V_u / V_{Rm,c}$	[-]	1,04	0,66	0,92	0,89	0,42	0,54
	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit	$V_{Rd}$	[kN]	75,17	37,58	75,17	37,58	37,58	37,58
	Quotient zum Bemessungswert	$V_u / V_{Rd}$	[-]	2,08	1,83	1,84	3,55	1,15	1,49
Verbundfuge	rechnerische Querkrafttragfähigkeit infolge Verbundfugenversagen	$V_{Rm,v}$	[kN]	73,30	22,72	73,30	73,30	22,72	22,72
	Quotient zum rechnerischen Verbundfugenversagen	$V_u / V_{Rm,v}$	[-]	2,14	3,02	1,89	1,82	1,91	2,46
	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit infolge Verbundfugenversagen	$V_{Rd,v}$	[kN]	29,07	9,01	29,07	29,07	9,01	9,01
	Quotient zum Bemessungswert des Verbundfugenversagens	$V_u / V_{Rd,v}$	[-]	5,39	7,62	4,76	4,59	4,81	6,21

### 5.4.3.9 Auswertung unter Berücksichtigung des Abminderungsfaktors

$$f_{A,vfs} = 0,31$$

Die vorangegangenen Abschnitte lassen darauf schließen, dass ein Ansatz der tatsächlichen Verbundfläche zu einer Bemessung auf einem geringen Sicherheitsniveau führt. Aus diesem Grund wird für die Bemessung der Verbundtragfähigkeit der Hohlkörperdecken der maximale Durchmesser auf Höhe des Äquators einschließlich des Flansches angesetzt.

Der Ansatz des Abminderungsfaktors  $f_{A,vfs} = 0,31$  wird durch drei Punkte begründet:

1. Die tatsächliche Verbundfläche weicht aufgrund von Herstellungstoleranzen von der geplanten Verbundfläche ab (siehe Abb. 5.66, links). Durch die Abminderung der maximalen Fläche wird der ungünstigste Fall abgedeckt;

## 5 Schubkraftübertragung in der Verbundfuge der untersuchten Hohlkörperdecken

2. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Beton im Schatten der Hohlkörper nicht die gleiche Verdichtung wie der umliegende Beton erfährt und die Festigkeit somit geringer wird. Dies betrifft auch den kompletten Bereich unter den Hohlkörpern (siehe Abb. 5.66, Mitte);
3. Normalspannungen können nicht gleichmäßig zur Verbundfuge weitergeleitet werden (siehe Abb. 5.66, rechts).

Die rechnerischen Verbundspannungen sind bereits in Tab. 5.10 aufgeführt. In Abb. 5.67 sind die Quotienten aus den Schubspannungen im Versuch, bei Ansatz der tatsächlich gemessenen Verbundflächenabminderung  $f_{A,used}$  und bei Ansatz mit  $f_{A,vfs} = 0,31$ , zu dem jeweiligen Referenzversuch dargestellt.

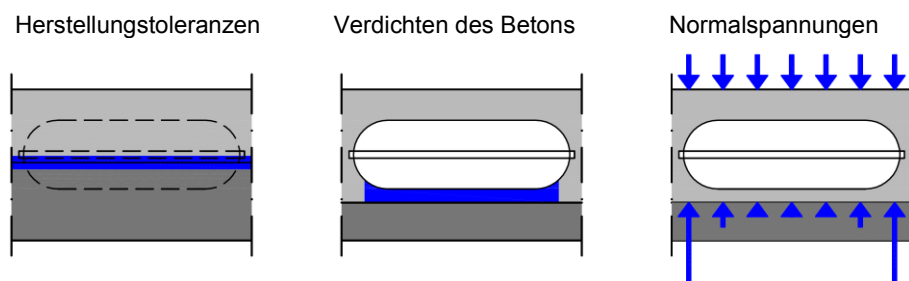


Abb. 5.66: Auswirkung der Hohlkörper auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge

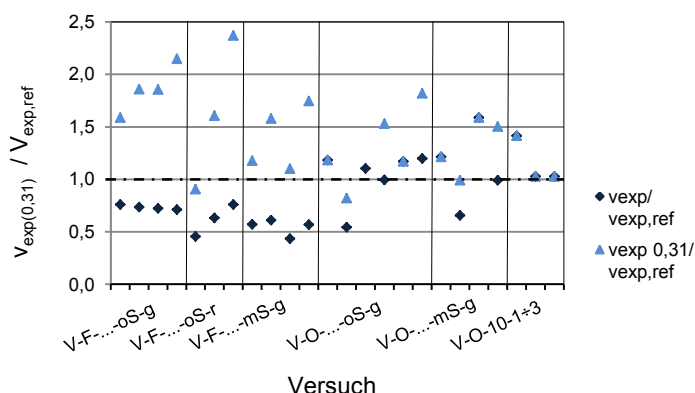


Abb. 5.67: Vergleich der Schubspannungen mit gemessener Verbundflächenabminderung und mit einer rechnerischen Verbundflächenabminderung durch  $f_{A,vfs} = 0,31$

### 5.4.3.10 Hinweis auf die Streuungen der Bruchschubspannungen

Die Bruchschubspannungen können stark streuen, was nicht nur durch die vorgestellten Versuche bestätigt wird. In Abb. 5.68 sind die Schubspannungen der Versuche von *Daschner 1976* zur Verdeutlichung in einem Säulendiagramm dargestellt. Innerhalb der drei Versuchsserien gibt es nur marginale Unterschiede bei der Betonfestigkeit, der Fugenoberfläche und dem Anteil der Normalspannung (bei der dritten Versuchsserie). Trotzdem weisen die Bruchschubspannungen erhebliche Unterschiede auf.



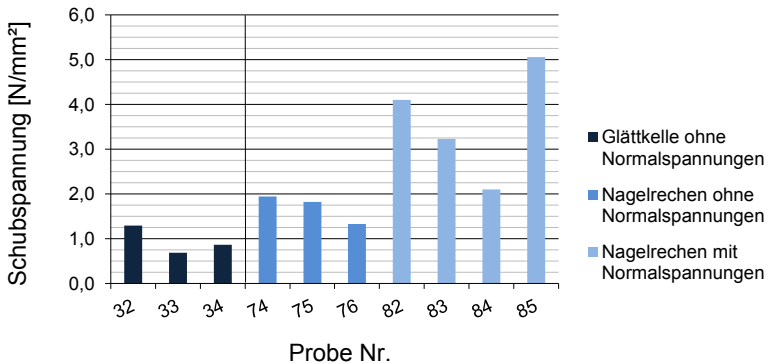


Abb. 5.68: Grafische Darstellung der Versuchsergebnisse von *Daschner 1976*

#### 5.4.4 Verbundbewehrung

Durch die Versuche konnte festgestellt werden, dass die Höchstlasten von baugleichen Versuchskörpern mit und ohne Haltekorb keine Unterschiede aufweisen, weil die eingesetzten Haltekörbe die frei werdenden Adhäsionskräfte nicht aufnehmen können. Zur Verdeutlichung ist für ausgewählter Versuche der Verlauf der Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg in Abb. 5.69 dargestellt.

Die drei gestrichelten Graphen stellen den Verlauf der Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuchskörper mit glatter Fugenoberfläche und ohne Haltekorb dar. Zum Vergleich der Versuche mit einem 220 mm hohen Hohlkörper ist der Versuchskörper mit Splitt bestreuter Fugenoberfläche dargestellt (siehe auch Abschnitt 5.2.9.6). Bei den Versuchen sind sowohl der Verlauf bis zur Bruchlast als auch die aufgetretenen Bruchlasten der Versuche mit und ohne Haltekorb annähernd identisch.

Bei dem Bemessungskonzept der *DIN EN 1992-1-1* werden die einzelnen Traganteile superpositioniert, wodurch ein Bauteil mit Haltekörben durch einen deutlich höheren Bemessungswiderstand statisch berücksichtigt wird.

Der Unterschied der Versuche wird erst nach dem Erreichen der Bruchlast deutlich. Die Versuche ohne Haltekorb versagten schlagartig, dabei sich die untere Betonschicht vollkommen löste. Bei den Versuchskörpern mit Haltekorb ist ebenfalls ein deutlicher Lastabfall zu erkennen. Bei dem Referenzversuchskörper betrug die Last nach dem Abfall weniger als die Hälfte der Bruchlast. Ebenso fiel die Last bei dem Versuchskörper mit dem 100 mm hohen Hohlkörper deutlich ab. Ausschließlich bei dem Versuchskörper mit 220 mm hohen Hohlkörper war der Lastabfall relativ gering. Bei allen Versuchen mit Haltekorb konnte die Last wieder gesteigert werden, was auf die Verbundbewehrung zurückzuführen ist. Bei keinem Versuchskörper konnte die zuvor erreichte Bruchlast wieder erreicht werden.

Die Beobachtungen unterstreichen die in Abschnitt 5.1.1.4 beschriebenen Kritikpunkte zum Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-1-1*.

## Überlagerung der Traganteile

Zilch u. Müller 2007 kritisierten die Überlagerung der Traganteile aus Adhäsion, Reibung und Bewehrung. Durch die Auswertung der Versuche wird bestätigt, dass der Traganteil der Verbundbewehrung erst aktiviert wird, wenn der Haftverbund versagt und Relativverschiebungen zwischen den Fugenufern auftreten. Eine Tragfähigkeitssteigerung durch die Bewehrungsstäbe des Haltekorb konnte nicht festgestellt werden. Wie es sich für einen höheren Bewehrungsgehalt verhält, kann anhand der Versuche nicht bewertet werden. Die Bewehrung muss in jedem Fall ausreichend verankert sein.

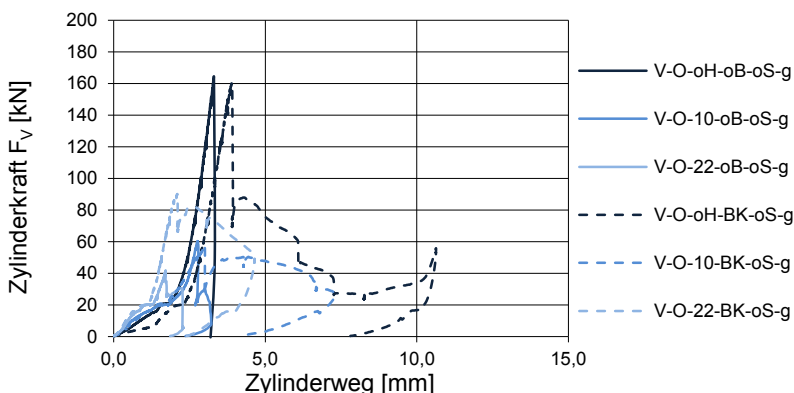


Abb. 5.69: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg für die Versuche mit und ohne Haltekorb bei reiner Schubbeanspruchung in der Verbundfuge

## Anordnung einer Mindestschubbewehrung

Nach dem Versagen des Haftverbundes fiel die Last der Versuche mit Haltekorb stark ab und die erreichte Bruchlast konnte nicht mehr angefahren werden (siehe Abb. 5.69). Es handelt sich um ein sprödes Bauteilversagen, welches nach Möglichkeit ausgeschlossen werden soll.

Die einzige Angabe zur anzusetzenden Mindestbewehrung in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* bezieht sich auf ein Endauflager ohne Auflasten. Nach (NA.17)P in *DIN EN 1992-1-1/NA* muss bei Bauteilen aus Fertigteilen zur Verbundsicherung mindestens  $6 \text{ cm}^2/\text{m}$  Verbundbewehrung über eine Breite von  $0,75 \text{ m}$  entlang des Auflagers angeordnet werden. Dies ist eine brandschutztechnische Anforderung und bezieht sich nicht auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Der Bewehrungsgehalt in der Verbundfuge kann für die drei unterschiedlichen Versuchskörper (Referenzversuch, mit  $100 \text{ mm}$  und  $220 \text{ mm}$  hohen Hohlkörper) wie folgt bestimmt werden. Die Querschnittsfläche des Stahls entspricht den vier Bewehrungsstäben des Haltekorb mit einem Durchmesser von  $5 \text{ mm}$ .

$$\rho_{Ref} = \frac{A_s}{A_i} = \frac{0,7854 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}} = 0,064 \% = 6,4 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \right] \quad (5.21)$$

$$\rho_{S-220} = \frac{A_s}{A_{i,red}} = \frac{0,7854 \text{ cm}^2}{0,47 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}} = 0,136 \% = 13,6 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \right] \quad (5.22)$$

$$\rho_{S-100} = \frac{A_s}{A_{i,red}} = \frac{0,7854 \text{ cm}^2}{0,32 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}} = 0,200 \% = 20,0 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \right] \quad (5.23)$$

Aufgrund dieser Erkenntnisse scheint es erforderlich, eine Mindestverbundbewehrung zur vollen Aufnahme des Traganteils des Haftverbundes zu fordern. Dies ist nur dann nicht erforderlich, wenn mit ausreichender Sicherheit davon ausgegangen werden kann, dass sich der Haftverbund im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht löst, oder dass die Bewehrung die angesetzten Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit ausreichender Sicherheit aufnehmen kann.

In Abschnitt 7.3.3.6 in *Model Code 2010* wird folgerichtig zwischen der Bemessung von Platten mit und ohne Schubbewehrung unterschieden. Dabei erfolgt die Bemessung der Decken mit Verbundbewehrung auf Grundlage von Beiwerten nach *Randl u. a. 2005*. Die Bemessung nach *Model Code 2010* ähnelt der Bemessung nach *DIN EN 1992-1-1* und die einzelnen Traganteile werden ebenfalls superpositioniert. Bei dem Ansatz nach *Model Code 2010* wird jedoch für Decken mit Verbundbewehrung nicht der Haftverbund, sondern die Rissreibung angesetzt. Hierzu liegen je nach Oberflächenrauigkeit unterschiedliche Beiwerte  $c_a$  für den Haftverbund und  $c_r$  für die Rissreibung vor. In Abb. 5.70 sind beide Ansätze dargestellt. Bei Decken mit Schubbewehrung und glatter Fuge wird die Rissreibung mit  $c_r = 0$  angesetzt und somit nicht berücksichtigt. Bei Decken mit verzahnter Fuge hingegen überschreiten die Werte der Rissreibung die Werte des Haftverbundes. Diese Unterscheidung ist folgerichtig. Bei der Ortbetonvariante der Hohlkörperdecken mit glatter Fuge und rechnerisch berücksichtigter Verbundbewehrung ist nach *Model Code 2010* die Rissreibung nicht zu berücksichtigen. Den Haftverbund bei der Bemessung der Hohlkörperdecken nach *DIN EN 1992-1-1* nicht anzusetzen würde bedeuten, dass für die Hohlkörperdecken ein höheres Sicherheitsniveau als für die üblichen Halbfertigteildecken gefordert werden würde. Zudem werden die Hohlkörperdecken im Randbereich immer ohne Hohlkörper hergestellt, wodurch die Tragfähigkeit der Verbundfuge heraufgesetzt wird.

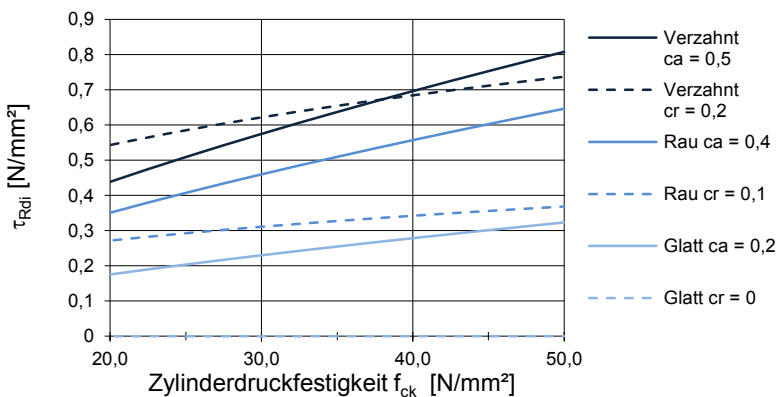


Abb. 5.70: Beiwerte  $c_a$  zur Berechnung des Haftverbundes und  $c_r$  zur Berechnung der Rissreibung nach Abschnitt 7.3.3.6 in *Model Code 2010*

*Randl 2010* fordert die Anordnung einer Mindestschubbewehrung, um ein Versagen ohne Vorankündigung auszuschließen. Nach *Randl 2010* müssen nach dem Über-

schreiten des Haftverbundes die auftretenden Kräfte durch die Reibung in der Fuge (hier aktiviert durch die kreuzende Bewehrung), die Dübelwirkung der kreuzenden Bewehrung und die Rissreibung aufgenommen werden. *Randl 2010* empfiehlt für Platten einen Mindestfugenbewehrungsgrad nach Gleichung (5.24).

$$\rho_{Ref} = 0,12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,05 \text{ [%]} \quad (5.24)$$

Bei den Versuchen mit Bewehrungskorb in Abb. 5.69 wurde bei einem Bewehrungsgehalt von 0,064 % nur 55 % des Haftverbundes aufgenommen. Bei den Versuchen mit Hohlkörpern und 0,136 % Bewehrungsgehalt konnten ca. 93 % und bei 0,2 % Bewehrungsgrad ca. 88 % aufgenommen werden. Allerdings wäre bei einer Bemessung nach *Model Code 2010* entweder der Haftverbund mit  $c_a = 0,2$  oder die Bewehrung und die Rissreibung mit  $c_r = 0$  angesetzt worden. Der Ansatz nach *Randl 2010* zur Mindestbewehrung kann nicht auf die Bemessung nach *DIN EN 1992-1-1* übertragen werden. Zudem hängt dieses Verhältnis stark davon ab, bei welcher Belastung der Haftverbund versagt. Entscheidend ist, ob die Bewehrung bei frühzeitigem Versagen des Haftverbundes die Lasten aufnehmen kann. Der Sicherheitsabstand bei der Bemessung des Traganteils der Bewehrung muss nicht so hoch gewählt werden wie bei dem sehr stark streuenden Haftverbund.

Das kleinste Verhältnis zwischen experimenteller und rechnerischer Schubspannung trat bei Versuch V-O-10-BK-mS-g auf. Bei diesem Versuch lagen die experimentelle Schubspannung bei 1,54 N/mm<sup>2</sup> und der Bemessungswert der Schubspannung bei 1,00 N/mm<sup>2</sup>. Durch die Bewehrung konnte nach dem Versagen des Haftverbundes noch 88 % der Bruchspannung und somit  $0,88 \cdot 1,54 \text{ N/mm}^2 = 1,36 \text{ N/mm}^2$  aufgenommen werden. Hierdurch betrug der Sicherheitsabstand bei einem frühzeitigen Versagen des Haftverbundes noch  $1,36 \text{ N/mm}^2 / 1,00 \text{ N/mm}^2 = 1,36$ .

Durch das Nachweiskonzeptes nach *DIN EN 1992-1-1* wird kein einheitliches Zuverlässigkeitsniveau erreicht.

## 5.5 Bemessung der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge

Die Bemessung erfolgt nach Abschnitt 6.2.5 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* unter Berücksichtigung des Abminderungsfaktors  $f_{A,vfs} = 0,31$ . Die Abminderung der Fläche beeinflusst die tatsächlich auftretenden Schubspannungen, die Berechnung der Spannungen infolge der Normalkraft und die Berechnung des Schubbewehrungsgrades. Dies wurde in den Bemessungsgleichungen (5.25) bis (5.27) berücksichtigt. Alle weiteren Regelungen nach Abschnitt 6.2.5 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* sind zu berücksichtigen.

$$V_{Ed,vfs} \leq V_{Rd,vfs} \quad (5.25)$$

mit:  $V_{Ed,vfs}$  einwirkende Schubkraft je laufendem Meter nach Gleichung (5.26)  
 $V_{Rd,vfs}$  Widerstandswert der Schubkraft je laufendem Meter nach Gleichung (5.27)

$$V_{Ed,vfs} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{vfs} \cdot z} \quad (5.26)$$

mit:  $b_{vfs}$  reduzierte Breite infolge der Hohlkörper:  
 $b_{vfs} = b \cdot f_{A,vfs}$

$$V_{Rd,vfs} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{n,vfs} + \rho_{vfs} \cdot f_{yd} (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.27)$$

mit:  $\sigma_{n,vfs}$  Normalspannungen bezogen auf die reduzierte Fläche:

$$\sigma_{n,vfs} = \frac{N_{Ed}}{N_{vfs}} = \frac{N_{Ed}}{N \cdot f_{A,vfs}} < 0,6 \cdot f_{cd}$$

$\rho_{vfs}$  Schubbewehrungsgrad bezogen auf die reduzierte Fläche:

$$\rho_{vfs} = \frac{A_s}{A_{vfs}} = \frac{A_s}{A \cdot f_{A,vfs}}$$

$f_{A,vfs}$  Abminderungsfaktor der Verbundfläche:

$$f_{A,vfs} = 0,31 [-]$$



## **6 Lokale Durchstanztragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken**

### **6.1 Allgemeines**

Punktlasten mit kleinen Aufstandsflächen können sowohl im Bauzustand, wie beispielsweise durch Schalungsstützen, als auch während der Nutzungsdauer auftreten. Der Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper muss so bemessen werden, dass das lokale Durchstanzen infolge Einzellasten ausgeschlossen wird.

### **6.2 Experimentelle Untersuchungen**

#### **6.2.1 Allgemeines**

Zu Beginn der Forschungsarbeit gab es keine Bemessungsregeln zum lokalen Durchstanzen bei vorliegender Geometrie, weshalb Kleinkörperversuche durchgeführt wurden (*Albrecht u. Schnell 2011 c*). Die Versuche haben zur Analyse des Tragverhaltens und zur Herleitung eines Bemessungskonzeptes geführt. Es wurden die kleinste Hohlkörperhöhe (100 mm) sowie die zum Zeitpunkt der Versuche größte verfügbare Hohlkörperhöhe (180 mm statt 220 mm) bei minimal und maximal angestrebter Betonfestigkeit (C20/25 und C45/55) geprüft.

In den Versuchen wurden die Hohlkörper ohne die Haltekörbe und ohne die im Regelfall vorhandene obere Bewehrung eingebaut. Hierdurch wurde ein günstiger Einfluss der Bewehrung auf das lokale Durchstanzen vermieden.

Zusätzlich wurde das Tragverhalten des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper im Zustand II (gerissener Beton) unter Einzellasten untersucht.

Die Versuche wurden im Rahmen der Diplomarbeit *Musonera 2011* unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen.

#### **6.2.2 Versuchsprogramm**

In zwei Versuchsserien wurde das lokale Durchstanzen des Deckenspiegels in der Druck- und in der Zugzone (Zustand II) untersucht. Anhand der Versuchsserie 1 wurde das Tragverhalten in der Druckzone geprüft. Auf den positiven Einfluss von Querdruck wurde verzichtet und die Versuche wurden ohne Biegemoment durchgeführt. Diese Versuche haben die Abkürzung V-OB-... für „ohne Biegemoment“. Versuchsserie 2 bezieht sich auf die Analyse des Tragverhaltens des Deckenspiegels in der Zugzone. Diese Versuche sind durch die Abkürzung V-MB-... für „mit Biegemoment“ gekennzeichnet.

Bei beiden Versuchsserien wurden die folgenden Parameter variiert:

- angestrebte Betonfestigkeitsklasse (C20/25 und C45/55),
- angestrebte Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper ( $c_{vf}$  = 45 und 75 mm),

## 6 Lokale Durchstantragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

- Lasteinleitungsfläche ( $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$  und  $10 \times 10 \text{ cm}^2$ ),
- Hohlkörperhöhe ( $h_{vf} = 100 \text{ mm}$  und  $180 \text{ mm}$ ).

Insgesamt wurden 88 Versuche zum lokalen Durchstanzen durchgeführt. Versuchsserie 1 umfasste 72 Kleinkörperversuche ohne Biegemoment (siehe Tab. 6.1). Bei der Versuchsbezeichnung weist die erste Zahl nach "V-OB-" auf die Betondruckfestigkeitsklasse und die zweite Zahl auf die Hohlkörperhöhe hin. Die Nummerierung der Versuche beschreibt die Lage der Lasteinleitungsplatte im Versuchskörper (siehe auch Abschnitt 6.2.3.6).

Die Versuchsserie 2 umfasste 16 Kleinkörperversuche mit Biegemoment (siehe Tab. 6.2). Bei der Versuchsbezeichnung weist die erste Zahl nach "V-OB-" auf die Hohlkörperhöhe hin.

Tab. 6.1: Versuchsprogramm für die Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

Hohlkörper	Deckenspiegel	Lasteinleitungsfläche	Lage des Lasteinleitungsplatte im Versuchskörper	Versuche	
				ca. C20/25	ca. C45/55
S-100	ca. 45 mm	5x5 cm <sup>2</sup>	mittig	V-OB-20-100-1	V-OB-45-100-1
			Rand: breit	V-OB-20-100-2	V-OB-45-100-2
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-100-3	V-OB-45-100-3
			Rand: schmal	V-OB-20-100-4	V-OB-45-100-4
		5x5 cm <sup>2</sup> - exzentrisch	Rand: schmal / schmal	V-OB-20-100-5 exz.	V-OB-45-100-5 exz.
		5x5 cm <sup>2</sup> - rund	Rand: breit / breit	V-OB-20-100-6 rund	V-OB-45-100-6 rund
			Rand: breit	V-OB-20-100-7	V-OB-45-100-7
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-100-8	V-OB-45-100-8
			Rand: schmal	V-OB-20-100-9	V-OB-45-100-9
	ca. 75 mm	5x5 cm <sup>2</sup>	mittig	V-OB-20-100-10	V-OB-45-100-10
			Rand: breit	V-OB-20-100-11	V-OB-45-100-11
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-100-12	V-OB-45-100-12
			Rand: schmal	V-OB-20-100-13	V-OB-45-100-13
		5x5 cm <sup>2</sup> - exzentrisch	Rand: schmal / schmal	V-OB-20-100-14 exz.	V-OB-45-100-14 exz.
		5x5 cm <sup>2</sup> - rund	Rand: breit / breit	V-OB-20-100-15 rund	V-OB-45-100-15 rund
			Rand: breit	V-OB-20-100-16	V-OB-45-100-16
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-100-17	V-OB-45-100-17
			Rand: schmal	V-OB-20-100-18	V-OB-45-100-18
S-180	ca. 45 mm	5x5 cm <sup>2</sup>	mittig	V-OB-20-180-1	V-OB-45-180-1
			Rand: breit	V-OB-20-180-2	V-OB-45-180-2
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-180-3	V-OB-45-180-3
			Rand: schmal	V-OB-20-180-4	V-OB-45-180-4
		5x5 cm <sup>2</sup> - exzentrisch	Rand: schmal / schmal	V-OB-20-180-5 exz.	V-OB-45-180-6 exz.
		5x5 cm <sup>2</sup> - rund	Rand: breit / breit	V-OB-20-180-6 rund	V-OB-45-180-5 rund
			Rand: breit	V-OB-20-180-7	V-OB-45-180-7
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-180-8	V-OB-45-180-8
			Rand: schmal	V-OB-20-180-9	V-OB-45-180-9
	ca. 75 mm	5x5 cm <sup>2</sup>	mittig	V-OB-20-180-10	V-OB-45-180-10
			Rand: breit	V-OB-20-180-11	V-OB-45-180-11
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-180-12	V-OB-45-180-12
			Rand: schmal	V-OB-20-180-13	V-OB-45-180-13
		5x5 cm <sup>2</sup> - exzentrisch	Rand: schmal / schmal	V-OB-20-180-14 exz.	V-OB-45-180-14 exz.
		5x5 cm <sup>2</sup> - rund	Rand: breit / breit	V-OB-20-180-15 rund	V-OB-45-180-15 rund
			Rand: breit	V-OB-20-180-16	V-OB-45-180-16
			Rand: breit / schmal	V-OB-20-180-17	V-OB-45-180-17
			Rand: schmal	V-OB-20-180-18	V-OB-45-180-18



Tab. 6.2: Versuchsprogramm für die Versuchsserie 2 – mit Biegemoment

Hohlkörper	Lasteinleitungsfläche	angestrebte Betonfestigkeits- klassen	angestrebte Dicke des Decken- spiegels	Versuch
S-100	5x5 cm <sup>2</sup>	C20/25	45 mm	V-MB-100-1
	5x5 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-100-2
	5x5 cm <sup>2</sup>	C45/55	45 mm	V-MB-100-3
	5x5 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-100-4
	10x10 cm <sup>2</sup>	C20/25	45 mm	V-MB-100-5
	10x10 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-100-6
	10x10 cm <sup>2</sup>	C45/55	45 mm	V-MB-100-7
S-180	10x10 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-100-8
	5x5 cm <sup>2</sup>	C20/25	45 mm	V-MB-180-1
	5x5 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-180-2
	5x5 cm <sup>2</sup>	C45/55	45 mm	V-MB-180-3
	5x5 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-180-4
	10x10 cm <sup>2</sup>	C20/25	45 mm	V-MB-180-5
	10x10 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-180-6
	10x10 cm <sup>2</sup>	C45/55	45 mm	V-MB-180-7
	10x10 cm <sup>2</sup>		75 mm	V-MB-180-8

### 6.2.3 Details zu den Versuchskörpern

Die Versuchskörper sind im Längsschnitt und Querschnitt sowie im Grundriss in Anhang E.1 dargestellt. In den nachfolgenden Abschnitten sind die Einflussfaktoren beschrieben, die bei der Festlegung der Geometrie berücksichtigt wurden.

#### 6.2.3.1 Hohlkörperhöhe bzw. Deckendicke

Wie in Kapitel 2 angeführt, werden Hohlkörperhöhen von 100 mm bis 220 mm mit Zwischengrößen von 20 mm für Deckendicken von 200 mm bis 350 mm hergestellt. Es wurden Versuche mit der kleinsten und größten Deckendicke und Hohlkörperhöhe durchgeführt. Zum Startzeitpunkt der Versuche standen die Halbschalen für die Hohlkörper mit einer Höhe von 220 mm noch nicht zur Verfügung, weshalb die Hohlkörper mit einer Höhe von 180 mm geprüft wurden.

#### 6.2.3.2 Lage der Hohlkörper in vertikaler Richtung

Die Hohlkörper wurden so eingebaut, dass der Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper die gewünschte Höhe gemäß dem Versuchsprogramm erreichte.

#### 6.2.3.3 Achsabstände der Hohlkörper untereinander

Die Hohlkörper wurden entsprechend Abschnitt 4.2.3.5 unter Berücksichtigung eines Vorhaltemaßes eingebaut.

#### 6.2.3.4 Betondeckung

Es wurde eine Betondeckung von  $c_{nom} = 20$  mm für die Expositionsklasse XC1 verwendet (siehe auch Abschnitt 4.2.3.6).

#### 6.2.3.5 Oberflächenbewehrung

An der Ober- und Unterseite der Versuchskörper wurde in Längs- und in Querrichtung eine Bewehrung Ø8 B500B nach DIN 488-2 eingesetzt. Ausgehend von der

Mittelachse jedes Hohlkörpers lagen die Bewehrungsstäbe im Abstand von 250 mm auseinander, was dem maximalen Bewehrungsstababstand  $s_{max,slabs}$  nach Abschnitt 9.3.1.1 (3) in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* entspricht. Hierdurch wurde das lokale Durchstantragverhalten des oberen bzw. unteren Deckenspiegels ohne den positiven Einfluss der Bewehrung untersucht.

### **6.2.3.6 Besonderheiten der Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment**

Es wurden Versuchskörper mit einem Raster von 3 x 3 Hohlkörpern hergestellt (siehe Abb. 6.1).

An zwei benachbarten Außenseiten entsprach der seitliche Rand vom Hohlkörper zur Betonaußenkante der Hälfte des Abstandes zwischen den Hohlkörpern. An den gegenüber liegenden Außenseiten wurde dieser Rand auf 80 mm erhöht. In der Praxis wird ausnahmslos ein Streifen ohne Hohlkörper mit der Breite der Deckenhöhen hergestellt, wodurch ungünstigste Randbedingungen getestet wurden.

Es wurde eine Deckendicke von  $h = 220$  mm für die Hohlkörper S-100 und  $h = 300$  mm für S-180 gewählt.

Um den günstigen Einfluss der Bewehrung auf die lokale Durchstantragfähigkeit zu vermeiden, wurde auf Bewehrung im Durchstanzbereich verzichtet. Die Hohlkörper wurden mit durchgesteckten Betonstabstählen in ihrer Lage festgehalten. Beim Betonieren wurden die Hohlkörper durch eine Holzkonstruktion gegen Aufschwimmen gesichert, die erst nach dem ersten Anziehen des Betons entfernt wurde. In Abb. 6.1 ist der Grundriss und in Anhang E.1.1 sind die Schnitte der Versuchskörper dieser Serie dargestellt. Die grau unterlegten Flächen entsprechen den geprüften Lasteinleitungsflächen. Die Nummerierung entspricht der Reihenfolge der Versuchsdurchführung.

Die Last wurde zentrisch über jedem Hohlkörper aufgebracht. Zur Bestätigung der Annahme, dass eine zentrische Belastung den ungünstigsten Fall darstellt, wurde eine Stelle pro Seite exzentrisch belastet. Bei dieser Versuchsserie wurden insgesamt vier Versuchskörper hergestellt, dabei wurden alle Versuchskörper von beiden Seiten getestet. Insgesamt wurden 72 Versuche durchgeführt, die in Tab. 6.1 im Detail aufgeführt sind.

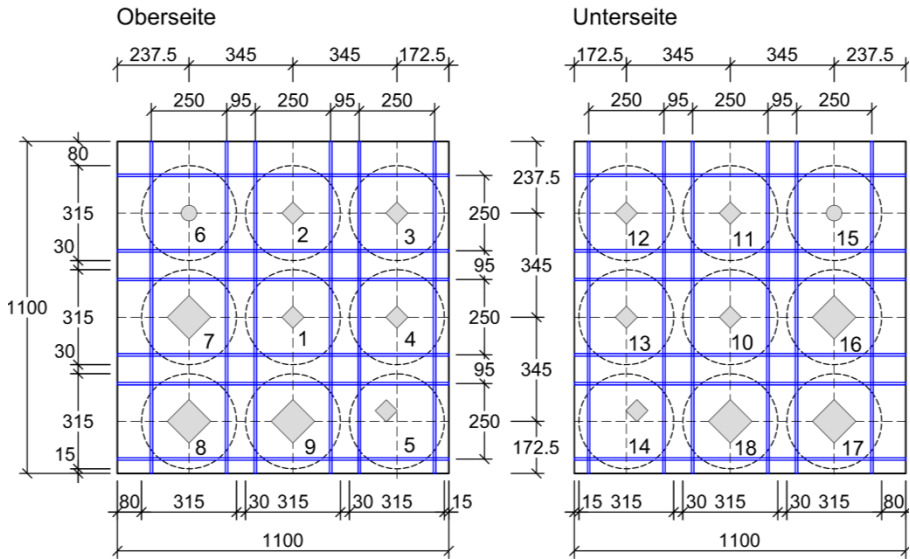


Abb. 6.1: Grundrissabmessungen und Anordnung der Hohlkörper für die Versuchskörper der Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

### 6.2.3.7 Besonderheiten der Versuchsserie 2 – mit Biegemoment

Der Grundriss der Versuchskörper ist in Abb. 6.2 abgebildet. In Längsrichtung wurden drei Hohlkörper und in Querrichtung ein Hohlkörper eingebaut. Wie bei Versuchsserie 1 betrug der Achsabstand der Hohlkörper in Spannrichtung 345 mm.

Der seitliche Randabstand zwischen den Hohlkörpern und der Betonaußenkante wurde auf die Hälfte des Abstandes der Hohlkörper untereinander festgelegt. Gemäß der geplanten Mindestdeckendicken wurde bei den Versuchen mit den Hohlkörpern S-100 eine Deckendicke von  $h = 220$  mm und bei S-180 von  $h = 300$  mm gewählt. Die Längsschnitte und Querschnitte der Versuchskörper dieser Serie sind im Anhang E.1.2 dargestellt. Um das Tragverhalten des Deckenspiegels über den Hohlkörpern ohne Einfluss von Stahlbewehrung zu überprüfen, wurde auch bei diesen Versuchen ein Abstand zwischen der Längs- und Querbewehrung von  $s = 250$  mm gewählt und auf die üblichen Haltekörbe verzichtet.

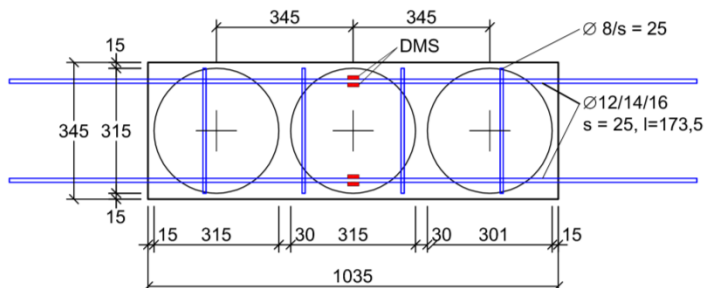


Abb. 6.2: Grundrissabmessungen und Anordnung der Hohlkörper für die Versuchskörper der Versuchsserie 2 – mit Biegemoment

## 6 Lokale Durchstantragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Das Biegemoment wurde durch eine zangenförmige Konstruktion aufgebracht (siehe Abb. 6.3). Die Längsbewehrungsdurchmesser wurden so gewählt, dass sich bei Stahlzugspannungen von ca.  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$  (entspricht den praxisüblichen maximalen Spannungen im Gebrauchszustand) ein abgeschlossenes Rissbild bildete. Das Rissmoment wurde wie folgt berechnet:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W \quad (6.1)$$

mit:  $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$  Widerstandsmoment

$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$  Betonzugfestigkeit

Um die angestrebte Zugspannung in der Längsbewehrung von  $300 \text{ N/mm}^2$  zu erreichen, wurde das untere Ende der Zangen mit einer Kraft  $F_H$  zusammengedrückt. Die Rissmomente  $M_{cr}$ , die gewählten Längsstabdurchmesser, die daraus resultierenden Biegemomente um die Plattenmittelachse  $M_b$  und die erforderlichen Zangenkräfte  $F_H$  sind in Tab. 6.3 für alle Versuche aufgelistet.

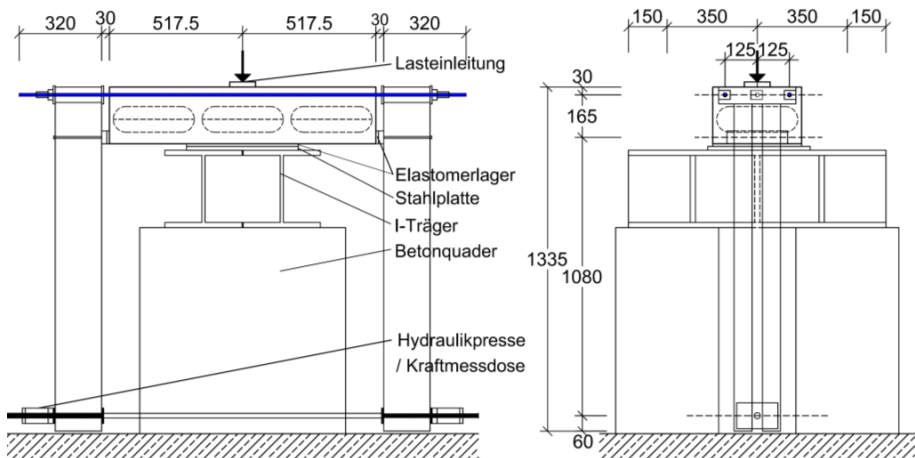


Abb. 6.3: Zangenkonstruktion zum Aufbringen des Biegemomentes

Tab. 6.3: Randbedingungen der Versuche mit Biegemoment

Versuch	Betonfestigkeitsklassen	statische Höhe $d$	Rissmoment $M_{cr}$	Stabdurchmesser $d_s$	Biegemoment bei $\sigma_s = 300$ N/mm <sup>2</sup> $M_b$	Verhältnis $M_b / M_{cr}$	erforderliche Zangenkraft $F_H$
		[cm]	[kNm]	[mm]	[kNm]	[ --- ]	[kN]
V-MB-100-1	C20/25	19,4	6,15	12	12,37	2,01	10,71
V-MB-100-2							
V-MB-100-3	C45/55	19,3	10,56	14	16,74	1,59	14,49
V-MB-100-4							
V-MB-100-5	C20/25	19,4	6,15	12	12,37	2,01	10,71
V-MB-100-6							
V-MB-100-7	C45/55	19,3	10,56	14	16,74	1,59	14,49
V-MB-100-8							
V-MB-180-1	C20/25	27,3	11,44	14	25,79	2,25	23,13
V-MB-180-2							
V-MB-180-3	C45/55	27,2	19,64	16	33,54	1,71	30,08
V-MB-180-4							
V-MB-180-5	C20/25	27,3	11,44	14	25,79	2,25	23,13
V-MB-180-6							
V-MB-180-7	C45/55	27,2	19,64	16	33,54	1,71	30,08
V-MB-180-8							

## 6.2.4 Werkstoffe und Materialkennwerte

### 6.2.4.1 Bewehrung

Für die Bewehrung der Versuchskörper der Versuchsserie 1 und für die Querbewehrung der Versuchsserie 2 wurden Betonstabstähle Ø8 B500B nach *DIN 488-2* eingesetzt. Für die Längsbewehrung der Versuchskörper der Serie 2 wurden Betonstabstähle Ø12 bis Ø16 B500B nach *DIN 488-2* eingesetzt.

### 6.2.4.2 Betonfestigkeiten und E-Moduln

Für die Versuche zum lokalen Durchstanzen wurden die gleichen Betonzusammensetzungen wie für die Querkraftversuche in Kapitel 3 verwendet. Die Betoneigenschaften wurden analog zu denen der Querkraftversuche bestimmt (siehe Abschnitt 4.2.4.3). Eine Übersicht der Ergebnisse aus den durchgeführten Betondruck- und Betonzugfestigkeitsprüfungen sowie die bestimmten E-Moduln sind in Anhang E.2 aufgelistet.

Für die Versuchsauswertung wurden ausschließlich die aus den durchgeführten Spaltzugprüfungen ermittelten Betonzugfestigkeiten herangezogen.

## 6.2.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung

Die Versuchskörper wurden an der TU Kaiserslautern hergestellt. Die Betondeckung der unteren und oberen Bewehrung von  $c_{nom} = 20$  mm wurde mit Hilfe von Abstandshaltern sichergestellt.

### 6.2.5.1 Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

Die Hohlkörper wurden durch durchgesteckte Betonstabstähle in ihrer Lage gehalten. Zur Auftriebssicherung wurden die Hohlkörper während dem Betonieren durch eine

## 6 Lokale Durchstanstragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Holzkonstruktion gehalten, welche nach dem ersten Ansteifen des Betons ausgebaut wurde. Die Schalung ist beispielhaft in Abb. 6.4 abgebildet.



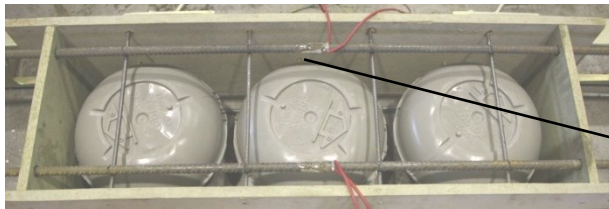
Flachstahl auf durchgestecktem Quereisen

durchgesteckte Betonstabstähle als Lage-sicherung

Abb. 6.4: Schalung für die Versuche ohne Biegemoment

### **6.2.5.2 Versuchsserie 2 – mit Biegemoment**

Die Hohlkörper wurden gegen Auftrieb und seitliches Abdriften gesichert, indem sie an die Schalung angeschraubt wurden. In Abb. 6.5 ist die aufgebaute Schalung vor dem Betonieren dargestellt.



Schrauben zur Befestigung der Hohlkörper

Abb. 6.5: Schalung für die Versuche mit Biegemoment

### **6.2.6 Messtechnik**

Bei beiden Versuchsserien erfolgte eine digitale Aufzeichnung von Kraft und Weg des eingesetzten servo-hydraulischen Prüfzylinders. Der Rissfortschritt am Versuchskörper wurde ebenfalls angezeigt.

Bei Versuchsserie 2 (mit Biegemoment) wurde zusätzlich die Zangenkraft durch eine Kraftmessdose (KMD) sowie die Dehnungen der Biegezugbewehrung im Bereich der Lasteinleitung mit Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen (siehe auch Abb. 6.2 und Abb. 6.3). Es wurden ausschließlich Dehnungsmessstreifen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM) des Typs 1-LY41-6/120 verwendet.

Nach der Versuchsdurchführung wurden alle Versuchskörper durchtrennt und die Maße der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper bestimmt.

Die Messdaten sind in Anhang E.3 dokumentiert.

### 6.2.7 Versuchsaufbau

Bei beiden Versuchsserien wurde zwischen Prüfzylinder und Lasteinleitungsplatte eine Kalotte angeordnet, um Verdrehungen zu ermöglichen. Die Lastverteilungsplatte wurde direkt auf die Betonoberfläche gelegt.

#### 6.2.7.1 Versuchsaufbau der Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

Die Lasteinleitung erfolgte mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximalen Prüflast von 630 kN. Die Versuchskörper der Serie 1 wurden auf eine Stahlkonstruktion aufgelegt (siehe Abb. 6.6 links).

#### 6.2.7.2 Versuchsaufbau der Versuchsserie 2 – mit Biegemoment

Die Lasteinleitung erfolgte mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximalen Prüflast von 1600 kN. Bei den Versuchen der Serie 2 wurden Elastomerlager des Typs "Compactlager S70" mit  $b \times h = 100 \times 10$  der Firma Elastomere Lagersysteme Heim GmbH eingebaut, um bei der aufgetragenen Biegung die Auflagerung über die Kanten der Stahlunterkonstruktion zu vermeiden (siehe Abb. 6.6 rechts).



Abb. 6.6: Versuchsaufbau der Versuchsserie 1 (links) und 2 (rechts)

### 6.2.8 Versuchsablauf

#### 6.2.8.1 Versuchsablauf der Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

Die Kraft wurde weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,18 mm/min aufgebracht. Die Belastung wurde bis zum Bruch in Laststufen von 10 kN bei Versuchen mit  $c_{vf} \approx 45$  mm bzw. 20 kN bei Versuche mit  $c_{vf} \approx 75$  mm gesteigert. Nach jeder Laststufe wurde der Zylinder eine Minute in seiner Lage gehalten. Aufgrund der Wegsteuerung blieb der Zylinder in dieser Zeit an derselben Stelle und die Last viel leicht ab.

### 6.2.8.2 Versuchsablauf der Versuchsserie 2 – mit Biegemoment

Nach dem Einbau der Versuchskörper wurde zunächst mittels einer Elektro-Hydraulikpumpe das untere Ende der Zangen mit der Kraft  $F_H$  zusammengedrückt (siehe auch Abschnitt 6.2.3.7). Dadurch wurde ein Biegemoment auf den Plattenquerschnitt aufgebracht, was zu den Biegerissen an der Plattenoberseite führte. Diese Laststufe wurde zehnmal angefahren, dabei wurde die Zylinderposition bei jeder Laststufe für eine Minute gehalten.

Nach der neunten Laststufe wurde erneut die Kraft  $F_H$  angefahren und dort angehalten. Nach dieser ersten Phase wurde die Platte von oben zentrisch belastet. Die Belastung wurde wie in Versuchsserie 1 weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,18 mm/min stufenweise aufgebracht. In Abb. 6.7 ist am Beispiel von Versuch V-MB-180-1 ein charakteristischer Verlauf der Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit dargestellt.

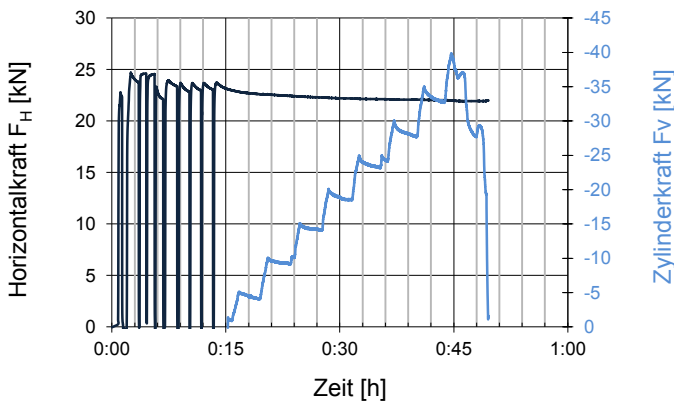


Abb. 6.7: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit von V-MB-180-1

## 6.2.9 Zusammenfassung der Versuchsdetails, Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

### 6.2.9.1 Versuchsdetails und Versuchsergebnisse

Nachfolgend werden die Versuchsdetails und die Versuchsergebnisse zusammengefasst. Zur besseren Anschaulichkeit werden die Werte in Form von Tabellen ausgegeben (siehe Tab. 6.4 bis Tab. 6.6).



Tab. 6.4: Details zu den Versuchen der Versuchsserie 1 – C20/25

Versuchsserie	Versuch	Versuchsdatum	Lastenleitungsfläche	Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper	Würfeldruckfestigkeit (Bauteil gelagert)	Elastizitätsmodul	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ )	Zylinderkraft im Bruchzustand
			$a_{load}$	$C_{vf}$	$f_{cm, cube, dry}$	$E_c$	$f_{ct, sp}$	$f_{ctm}$	$F_{t1}$
			[cm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
Versuchsserie 1 / C20/25 / S-100	V-OB-20-100-1	29.09.2011	5x5	54,9	26,00	22.873	2,19	1,97	59,93
	V-OB-20-100-2	29.09.2011	5x5	44,4	26,00	22.873	2,19	1,97	45,03
	V-OB-20-100-3	29.09.2011	5x5	50,5	26,00	22.873	2,19	1,97	50,00
	V-OB-20-100-4	29.09.2011	5x5	50,9	26,00	22.873	2,19	1,97	52,01
	V-OB-20-100-5 exz.	29.09.2011	5x5	48,6	26,00	22.873	2,19	1,97	43,10
	V-OB-20-100-6 rund	29.09.2011	Ø5	48,9	26,00	22.873	2,19	1,97	44,55
	V-OB-20-100-7	29.09.2011	10x10	50,5	26,00	22.873	2,19	1,97	75,50
	V-OB-20-100-8	29.09.2011	10x10	50,7	26,00	22.873	2,19	1,97	55,21
	V-OB-20-100-9	29.09.2011	10x10	48,3	26,00	22.873	2,19	1,97	70,81
	V-OB-20-100-10	29.09.2011	5x5	82,8	26,00	22.873	2,19	1,97	102,40
	V-OB-20-100-11	29.09.2011	5x5	82,2	26,00	22.873	2,19	1,97	99,34
	V-OB-20-100-12	29.09.2011	5x5	77,9	26,00	22.873	2,19	1,97	84,85
	V-OB-20-100-13	29.09.2011	5x5	80,2	26,00	22.873	2,19	1,97	87,78
	V-OB-20-100-14 exz.	29.09.2011	5x5	84,9	26,00	22.873	2,19	1,97	87,44
	V-OB-20-100-15 rund	29.09.2011	Ø5	79,7	26,00	22.873	2,19	1,97	87,90
	V-OB-20-100-16	29.09.2011	10x10	82,9	26,00	22.873	2,19	1,97	164,63
	V-OB-20-100-17	29.09.2011	10x10	79,4	26,00	22.873	2,19	1,97	141,72
	V-OB-20-100-18	29.09.2011	10x10	77,8	26,00	22.873	2,19	1,97	120,00
Versuchsserie 1 / C20/25 / S-180	V-OB-20-180-1	30.09.2011	5x5	44,3	25,86	22.873	2,19	1,97	49,10
	V-OB-20-180-2	30.09.2011	5x5	47,4	25,86	22.873	2,19	1,97	42,01
	V-OB-20-180-3	30.09.2011	5x5	44,7	25,86	22.873	2,19	1,97	52,40
	V-OB-20-180-4	30.09.2011	5x5	46,8	25,86	22.873	2,19	1,97	52,47
	V-OB-20-180-5 exz.	30.09.2011	5x5	45,9	25,86	22.873	2,19	1,97	58,12
	V-OB-20-180-6 rund	30.09.2011	Ø5	42,8	25,86	22.873	2,19	1,97	42,26
	V-OB-20-180-7	30.09.2011	10x10	44,8	25,86	22.873	2,19	1,97	97,90
	V-OB-20-180-8	30.09.2011	10x10	43,6	25,86	22.873	2,19	1,97	89,01
	V-OB-20-180-9	30.09.2011	10x10	45,9	25,86	22.873	2,19	1,97	87,67
	V-OB-20-180-10	30.09.2011	5x5	78,2	25,86	22.873	2,19	1,97	120,33
	V-OB-20-180-11	30.09.2011	5x5	77,6	25,86	22.873	2,19	1,97	119,60
	V-OB-20-180-12	30.09.2011	5x5	78,7	25,86	22.873	2,19	1,97	92,28
	V-OB-20-180-13	30.09.2011	5x5	77,9	25,86	22.873	2,19	1,97	108,61
	V-OB-20-180-14 exz.	30.09.2011	5x5	78,6	25,86	22.873	2,19	1,97	116,60
	V-OB-20-180-15 rund	30.09.2011	Ø5	79,2	25,86	22.873	2,19	1,97	98,41
	V-OB-20-180-16	30.09.2011	10x10	80,5	25,86	22.873	2,19	1,97	200,67
	V-OB-20-180-17	30.09.2011	10x10	79,1	25,86	22.873	2,19	1,97	182,93
	V-OB-20-180-18	30.09.2011	10x10	79,0	25,86	22.873	2,19	1,97	188,60

## 6 Lokale Durchstantragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 6.5: Details zu den Versuchen der Versuchsserie 1 – C45/55

Versuchsserie	Versuch	Versuchsdatum	Lasteinleitungsfläche	Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper	Würfeldruckfestigkeit (Bauteil gelagert)	Elastizitätsmodul	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ )	Zylinderkraft im Bruchzustand
			$a_{load}$	$C_{vf}$	$f_{cm,cube,dry}$	$E_c$	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm}$	$F_{Bz}$
			[cm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
Versuchsserie 1 / C45/55 / S-100	V-OB-45-100-1	05.04.2011	5x5	33,5	66,55	27.888	3,66	3,29	59,77
	V-OB-45-100-2	05.04.2011	5x5	38,5	66,55	27.888	3,66	3,29	66,13
	V-OB-45-100-3	05.04.2011	5x5	39,0	66,55	27.888	3,66	3,29	58,77
	V-OB-45-100-4	05.04.2011	5x5	37,0	66,55	27.888	3,66	3,29	62,55
	V-OB-45-100-5 exz.	05.04.2011	5x5	36,5	66,55	27.888	3,66	3,29	42,41
	V-OB-45-100-6 rund	05.04.2011	Ø5	35,5	66,55	27.888	3,66	3,29	46,27
	V-OB-45-100-7	05.04.2011	10x10	36,5	66,55	27.888	3,66	3,29	76,68
	V-OB-45-100-8	05.04.2011	10x10	34,0	66,55	27.888	3,66	3,29	61,92
	V-OB-45-100-9	05.04.2011	10x10	29,0	66,55	27.888	3,66	3,29	56,15
	V-OB-45-100-10	05.04.2011	5x5	97,0	66,55	27.888	3,66	3,29	219,77
	V-OB-45-100-11	05.04.2011	5x5	90,5	66,55	27.888	3,66	3,29	179,45
	V-OB-45-100-12	05.04.2011	5x5	85,0	66,55	27.888	3,66	3,29	155,26
	V-OB-45-100-13	05.04.2011	5x5	90,0	66,55	27.888	3,66	3,29	143,06
	V-OB-45-100-14 exz.	05.04.2011	5x5	92,0	66,55	27.888	3,66	3,29	167,58
	V-OB-45-100-15 rund	05.04.2011	Ø5	88,0	66,55	27.888	3,66	3,29	168,39
	V-OB-45-100-16	06.04.2011	10x10	93,0	67,20	27.888	3,66	3,29	265,38
	V-OB-45-100-17	06.04.2011	10x10	92,0	67,20	27.888	3,66	3,29	244,09
	V-OB-45-100-18	06.04.2011	10x10	96,0	67,20	27.888	3,66	3,29	246,18
Versuchsserie 1 / C45/55 / S-180	V-OB-45-180-1	06.04.2011	5x5	20,0	67,20	27.888	3,66	3,29	24,32
	V-OB-45-180-2	06.04.2011	5x5	20,0	67,20	27.888	3,66	3,29	28,96
	V-OB-45-180-3	06.04.2011	5x5	33,0	67,20	27.888	3,66	3,29	48,56
	V-OB-45-180-4	06.04.2011	5x5	25,0	67,20	27.888	3,66	3,29	32,71
	V-OB-45-180-5 rund	06.04.2011	Ø5	32,5	67,20	27.888	3,66	3,29	41,78
	V-OB-45-180-6 exz.	06.04.2011	5x5	26,0	67,20	27.888	3,66	3,29	45,23
	V-OB-45-180-7	06.04.2011	10x10	22,0	67,20	27.888	3,66	3,29	41,98
	V-OB-45-180-8	06.04.2011	10x10	30,0	67,20	27.888	3,66	3,29	88,45
	V-OB-45-180-9	06.04.2011	10x10	24,0	67,20	27.888	3,66	3,29	49,49
	V-OB-45-180-10	06.04.2011	5x5	116,0	67,20	27.888	3,66	3,29	409,40
	V-OB-45-180-11	07.04.2011	5x5	107,5	67,20	27.888	3,66	3,29	333,17
	V-OB-45-180-12	07.04.2011	5x5	94,5	67,20	27.888	3,66	3,29	248,52
	V-OB-45-180-13	07.04.2011	5x5	98,0	67,20	27.888	3,66	3,29	259,03
	V-OB-45-180-14 exz.	07.04.2011	5x5	93,0	67,20	27.888	3,66	3,29	272,64
	V-OB-45-180-15 rund	07.04.2011	Ø5	101,0	67,20	27.888	3,66	3,29	250,36
	V-OB-45-180-16	07.04.2011	10x10	102,5	67,20	27.888	3,66	3,29	362,96
	V-OB-45-180-17	07.04.2011	10x10	94,5	67,20	27.888	3,66	3,29	377,85
	V-OB-45-180-18	07.04.2011	10x10	98,5	67,20	27.888	3,66	3,29	381,43

Tab. 6.6: Details zu den Versuchen der Versuchsserie 2

Versuchsserie	Versuch	Versuchsdatum	Lasteinleitungsfläche	Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper	Würfeldruckfestigkeit (Bauteil gelagert)	Elastizitätsmodul	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ )	Zylinderkraft im Bruchzustand
			$a_{load}$	$C_{vf}$	$f_{cm,cube,dry}$	$E_c$	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm}$	$F_{lu}$
			[cm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
Versuchsserie 2	V-MB-100-1	04.01.2011	5x5	46	21,93	22.408	2,03	1,83	37,44
	V-MB-100-2	04.01.2011	5x5	72	21,93	22.408	2,03	1,83	84,22
	V-MB-100-3	04.04.2011	5x5	48	68,28	27.888	3,66	3,29	62,35
	V-MB-100-4	04.04.2011	5x5	74	68,28	27.888	3,66	3,29	100,17
	V-MB-100-5	04.01.2011	10x10	47	21,93	22.408	2,03	1,83	65,66
	V-MB-100-6	04.01.2011	10x10	75	21,93	22.408	2,03	1,83	111,49
	V-MB-100-7	04.04.2011	10x10	46	68,28	27.888	3,66	3,29	79,86
	V-MB-100-8	04.04.2011	10x10	75	68,28	27.888	3,66	3,29	183,76
	V-MB-180-1	05.01.2011	5x5	44	24,23	21.955	1,84	1,66	39,87
	V-MB-180-2	05.01.2011	5x5	74	24,23	21.955	1,84	1,66	94,21
	V-MB-180-3	04.04.2011	5x5	47	68,28	27.888	3,66	3,29	63,23
	V-MB-180-4	04.04.2011	5x5	76	68,28	27.888	3,66	3,29	137,70
	V-MB-180-5	05.01.2011	10x10	45	24,23	21.955	1,84	1,66	85,50
	V-MB-180-6	05.01.2011	10x10	76	24,23	21.955	1,84	1,66	159,62
	V-MB-180-7	04.04.2011	10x10	48	68,28	27.888	3,66	3,29	133,26
	V-MB-180-8	04.04.2011	10x10	75	68,28	27.888	3,66	3,29	265,13

### 6.2.9.2 Versuchsbeobachtungen

Die Versuchsbeobachtungen werden zu den Versuchen nicht einzeln aufgeführt, weil diese bei allen Versuchen nahezu identisch waren. Die Versuchsergebnisse sind in Form von Diagrammen, Tabellen und Fotos in Anhang E dokumentiert. Im Folgenden wird das typische Versagen der Versuchskörper beschrieben.

#### Versuchsbeobachtungen bei den Versuchen der Versuchsserie 1 – ohne Biegemoment

Nachdem keine Laststeigerung mehr möglich war, wurde der Versuchskörper entlastet und es wurde die Lasteinleitungsplatte entfernt. Bei allen Versuchskörpern ließ sich eine eingedrückte Lastaufstandsfläche erkennen. Außerdem konnten Risse an der Versuchskörperoberfläche festgestellt werden, die zum Teil bis zu den Lasteinleitungsbereichen der noch durchzuführenden Versuche verliefen. Fotos der Plattenoberseiten und der aufgeschnittenen Versuchskörper sind im Anhang E.3 enthalten. Bei allen Versuchen verlief die Mantellinie des Durchstanzkegels von den Kanten der Lastaufstandsplatten ausgehend tangential zum Hohlkörper. Ein typischer Durchstanzkegel ist in Abb. 6.8 abgebildet.



Abb. 6.8: Durchgesägter Durchstanzkegel von oben (links) und im Schnitt (rechts)

### **Versuchsbeobachtungen bei den Versuchen der Versuchsserie 2 – mit Biegemoment**

Nach der ersten Laststufe im GZG konnten Biegerisse an der Plattenoberseite festgestellt werden. Bis zur zehnten Laststufe entstanden keine neuen Risse. Es konnten Rissverlängerungen festgestellt werden. Die Risse verliefen bei allen Versuchen ähnlich. Die Rissbreitenmessung unter Verwendung einer Rissbreitenkarte ergab Rissbreiten von 0,10 bis 0,20 mm. Die Laststeigerung bis zum Bruch verlief analog zu den Versuchen ohne Biegemoment und es entstanden weitere Risse im Bereich der Lasteinleitungsfläche. In Abb. 6.9 ist das Rissbild des Versuchs V-MB-100-2 mit einer Aufstandsfläche von  $5 \times 5 \text{ cm}^2$  nach dem lokalen Durchstanzversagen dargestellt. In Abb. 6.10 ist das Rissbild des Versuchs V-MB-100-6 mit einer Aufstandsfläche von  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  nach dem lokalen Durchstanzversagen dargestellt. Durch einen Vergleich der beiden Fotos wird verdeutlicht, dass das Rissbild bei größerer Lasteinleitungsfläche stärker ausgeprägt ist. Fotos der Plattenoberseiten und der aufgeschnittenen Versuchskörper sind in Anhang E.4 dargestellt.

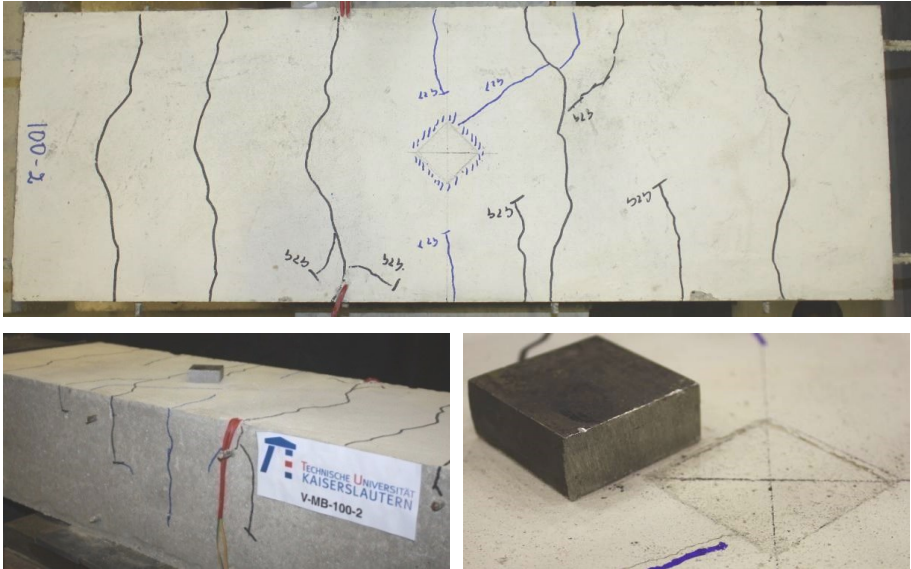


Abb. 6.9: Versuchskörper V-MB-100-2 nach dem Versuch



Abb. 6.10: Versuchskörper V-MB-100-6 nach dem Versuch

## 6.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

### 6.3.1 Allgemeines

Die bereits vorgestellten 88 Kleinkörperversuche zum lokalen Durchstanzen des oberen Deckenspiegels der untersuchten Hohlkörperdecken werden nachfolgend ausgewertet. Es wird ein Bemessungskonzept zur lokalen Durchstanztragfähigkeit hergeleitet.

Die Übertragbarkeit der lokalen Durchstantragfähigkeit auf ein Hohldeckenkörperdeckensystem mit Kugeln als Hohlkörper wird dargelegt und abschließend werden die Ergebnisse in anwendergerechten Tabellen zusammengefasst (siehe auch *Albrecht u. Schnell 2013*).

### 6.3.2 Grundlagen zur Versuchsauswertung

Es wurden verschiedene Ansätze zur Bemessung der lokalen Durchstantragfähigkeit untersucht. Die beste Korrelation zwischen berechneter und gemessener Bruchlast konnte durch ein Bemessungsmodell über die Mantelfläche des Durchstanzkegels erreicht werden. Für die Variablen wird aus diesem Grund der Index *l* für „lateral“ eingeführt. Nachfolgend wird ausschließlich dieses Modell für die Auswertung herangezogen. In Abb. 6.11 ist ein Schnitt durch einen Durchstanzkegel mit den für die Bemessung erforderlichen geometrischen Variablen sowie das der Bemessung zu Grunde liegende Fachwerkmodell dargestellt.

Das vorgeschlagene Bemessungskonzept soll ausschließlich für die untersuchten Höhen des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper bis 120 mm angewendet werden.

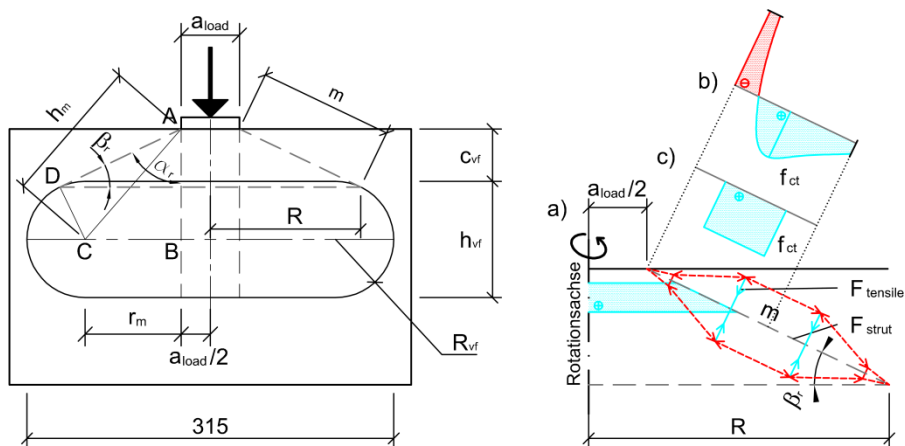


Abb. 6.11: Geometrie des Durchstanzkegels (links) und das Fachwerk des Bemessungsmodells über die Mantellinie des Durchstanzkegels (rechts)

### 6.3.3 Vergleich experimenteller und rechnerischer Bruchlasten

Die rechnerischen Bruchlasten ( $F_{cal,l}$ ) werden nach Gleichung (6.2) berechnet.

$$F_{cal,l} = F_{strut} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (6.2)$$

mit:  $F_{strut}$  Druckstrebenkraft nach Gleichung (6.3) (siehe auch Abb. 6.11, rechts, a))

$\beta_r$  Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen (siehe Abb. 6.11)

$\alpha_{bending}$  Faktor zur Berücksichtigung von zusätzlichen Spannungen im Bereich der Druckstreben infolge der Biegung des Deckenspiegels

oberhalb der Hohlkörper nach Gleichung (6.8)

$$F_{strut} = \frac{F_{tensile}}{\alpha_{tensile/strut}} \quad (6.3)$$

mit:  $F_{tensile}$  Zugstrebenkraft nach Gleichung (6.4) (siehe auch Abb. 6.11, rechts, a))

$\alpha_{tensile/strut}$  Verhältnis der Zugstrebenkraft zur Druckstrebenkraft nach Gleichung (6.7)

$$F_{tensile} = \alpha_{A,I} \cdot A_I \cdot f_{ctm} \quad (6.4)$$

mit:  $\alpha_{A,I}$  Der Abminderungsfaktor  $\alpha_{A,I}$  beschreibt den Anteil der Mantelfläche, der zur Berechnung der Zugstrebenkraft  $F_{tensile}$  herangezogen wird. Unter Berücksichtigung der statistischen Auswertung und Abb. 6.11 (rechts) wurde  $\alpha_{A,I} = 0,25$  angenommen. Abb. 6.11 (rechts, b)) stellt den angenommenen Verlauf der Zug- und Druckspannungen und c) die vereinfacht angesetzten Zugspannungen über die rotations-symmetrische Mantelfläche dar.

$A_I$  Mantelfläche des Durchstanzkegels nach Gleichung (6.9)

$f_{ctm}$  Zentrische Zugfestigkeit des Betons (siehe Abb. 6.11, rechts, b) und c)). Für die Auswertung wird die aus den durchgeführten Spaltzugprüfungen ermittelte Festigkeit angesetzt.

Folglich kann die rechnerische Bruchkraft nach Gleichung (6.5) berechnet werden.

$$F_{cal,I} = \frac{\alpha_{A,I}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_I \cdot f_{ctm} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (6.5)$$

Zum Vergleich der berechneten Bruchlasten  $F_{cal,I}$  mit den gemessenen Bruchlasten  $F_u$  wird der Quotient aus Bruchlast zu berechneter Bruchlast für alle Versuche berechnet.

$$f_{cal,I} = \frac{F_u}{F_{cal,I}} \quad (6.6)$$

### Herleitung von $\alpha_{tensile/strut}$

Das Verhältnis zwischen der Zugstrebenkraft  $F_{tensile}$  zur Druckstrebenkraft  $F_{strut}$  erfolgt auf Grundlage von Abschnitt 3.5.4.3 in *Schlaich u. Schäfer 2001*. Das Verhältnis kann nach Gleichung (6.7) unter Berücksichtigung von Abb. 6.12 berechnet werden. Es wird eine Lasteinleitungsbreite von  $1/10$  der Höhe  $h = H/2$  angenommen. In Abb. 6.11 entspricht  $m$  dem  $H$  nach Abb. 6.12.

$$\alpha_{tensile/strut} = \frac{T}{F} = 0,261[-] \quad (6.7)$$

$$T = \frac{1}{4} \cdot \left( 1 - 0,7 \cdot \frac{a}{m} \right)^2 \cdot F$$

$$T = \frac{1}{4} \cdot \left( 1 - 0,7 \cdot \frac{1}{10} \cdot \frac{m}{m} \right)^2 \cdot F$$

$$T = 0,261225 \cdot F$$

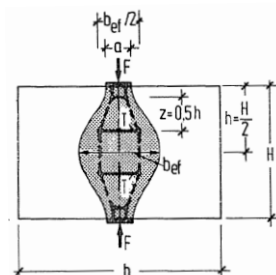


Abb. 6.12: Verhältnis zwischen der Zugstrebenkraft  $T$  und der Druckkraft  $F$  nach Schlaich u. Schäfer 2001

### Berechnung von $\alpha_{bending}$

Der Vergleich zwischen den experimentellen und den rechnerischen Bruchlasten ohne die Berücksichtigung von  $\alpha_{bending}$  bestätigte, dass ein lineares Verhältnis zwischen dem Neigungswinkel  $\beta_r$  und den Bruchlasten besteht. Bei einem Neigungswinkel  $\beta_r$  von  $45^\circ$  entsprachen die rechnerischen Bruchlasten den experimentellen Bruchlasten. Bei Neigungswinkeln  $< 45^\circ$  wurde die Bruchlast überschätzt und bei Neigungswinkeln  $> 45^\circ$  unterschätzt. Es wird angenommen, dass dieser Einfluss auf die lokale Biegung im Bereich des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper zurückgeführt werden kann. Dieser Einfluss wird durch den Faktor  $\alpha_{bending}$  berücksichtigt. Der Faktor wird als Ergebnis der Auswertung durch eine Geradengleichung mit dem Neigungswinkel  $\beta_r$  im Bogenmaß als Variable berechnet.

Unter Berücksichtigung von Tab. 6.7 und  $y = m \cdot x + b$  kann die nachfolgende Geradengleichung aufgestellt werden:

$$\alpha_{bending} = 0,764 \cdot \beta_r [\text{rad}] + 0,4 \quad (6.8)$$

Tab. 6.7: Abhängigkeit zwischen  $\beta_r$  und  $\alpha_{bending}$

$\beta_r$	$\beta_r [\text{rad}]$	$\alpha_{bending}$
30	0,524	0,8
45	0,785	1
60	1,047	1,2

### Berechnung der Mantelfläche $A_l$

Die Berechnung der Mantelfläche erfolgt aus den geometrischen Beziehungen (siehe Abb. 6.11):

$$A_l = \left( R + \frac{a_{load}}{2} \right) \cdot \pi \cdot m \quad (6.9)$$

mit:  $R$  unterer Radius des Durchstanzkegels nach Gleichung (6.10)

$a_{load}$  Lasteinleitungsbreite

$m$  Mantellinie des Durchstanzkegels nach Gleichung (6.11)



$$R = \frac{a_{load}}{2} + m \cdot \cos \beta_r \quad (6.10)$$

mit:  $\beta_r$  Neigung des Durchstanzkegels zur Horizontalen nach Gleichung (6.14)

$$m = \sqrt{h_m^2 - R_{vf}^2} \quad (6.11)$$

mit:  $h_m$  Hilfsgröße zwischen den Punkten A und C nach Gleichung (6.12)

$R_{vf}$  Radius der seitlichen Abrundung der Hohlkörper (entspricht der halben Hohlkörperhöhe  $h_{vf}$ )

$$h_m = \sqrt{r_m^2 + (R_{vf} + c_{vf})^2} \quad (6.12)$$

mit:  $r_m$  Hilfsgröße zwischen den Punkten B und C nach Gleichung (6.13)

$c_{vf}$  Betondeckung der Hohlkörper / Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper

$$r_m = \frac{315}{2} - R_{vf} - \frac{a_{load}}{2} \quad (6.13)$$

$$\beta_r = \frac{\pi}{2} - \alpha_r \quad (6.14)$$

mit:  $\alpha_r$  Neigung des Durchstanzkegels zur Vertikalen nach Gleichung (6.15)

$$\alpha_r = \arctan\left(\frac{R_{vf}}{m}\right) + \arctan\left(\frac{r_m}{c_{vf} + R_{vf}}\right) \quad (6.15)$$

### 6.3.3.1 Bemessungswert

Die Bemessung erfolgt mit einem ermittelten Vorfaktor und der Betonzugfestigkeit für unbewehrten Beton nach Abschnitt 12.3.1 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA*.

$$F_{Rd,I} = f_{5\%,I} \cdot \frac{\alpha_{A,I}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_I \cdot f_{ctd,pl} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (6.16)$$

mit:  $f_{5\%,I}$  Vorfaktor aus der statistischen Auswertung von  $f_{cal,I}$

$f_{ctd,pl}$  Bemessungswert der Betonzugspannung des unbewehrten Betons:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ctd,pl} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,5}$$

Der Vorfaktor wird durch die Auswertung der Quotienten  $f_{cal,I}$  wie nachfolgend aufgeführt berechnet. Der Faktor  $k_{s,95\%}$  dient dabei zur Ermittlung der unteren Grenze des einseitig begrenzten statistischen Anteilsbereichs bei unbekannter Standardabweichung des 5 %-Quantils bei einem Konfidenzniveau von 75 %. Die Werte für  $k_{s,95\%}$  werden aus *DIN ISO 16269-6* entnommen.

$$f_{5\%,I} = m_x - k_{s,95\%} \cdot s_x \quad (6.17)$$

mit:  $m_x$  Mittelwert aus  $f_{cal,I}$

$k_{s,95\%}$  entspricht  $k_3$  nach Anhang D, Tabelle D. 2 in *DIN ISO 16269-6*

$s_x$  Standardabweichung

### 6.3.3.2 Bestätigung des Bemessungsmodells

Zur Bestätigung des Bemessungsmodells wird der Quotient  $f_{cal,I}$  aus Bruchlast zu berechneter Bruchlast über den einzelnen Bemessungsgleichungsanteilen aufgetragen. Durch die nachfolgenden Diagramme wird bestätigt, dass das entwickelte Bemessungskonzept Anwendung finden kann.

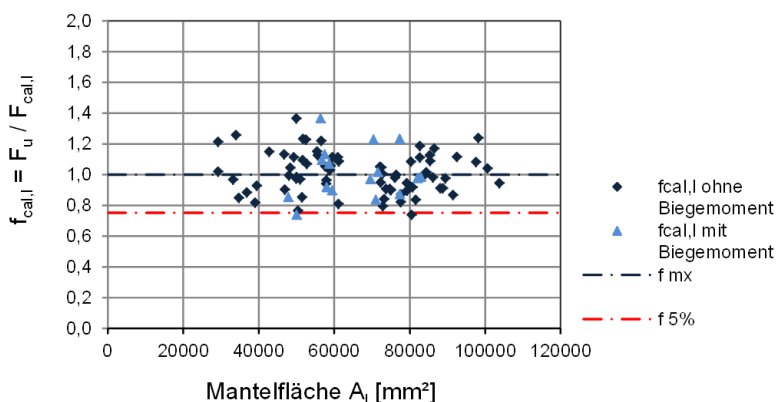
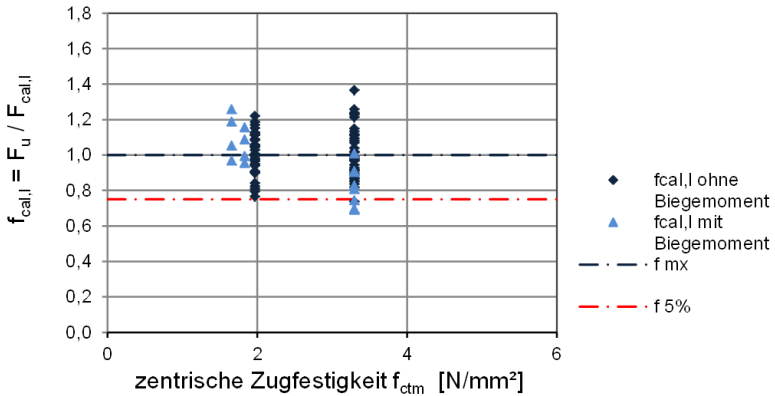
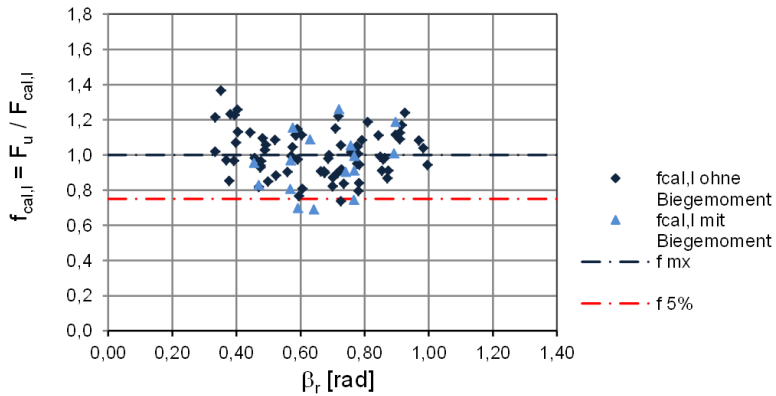


Abb. 6.13: Berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  aller Versuche aufgetragen über der Mantelfläche


Abb. 6.14: Berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  aller Versuche aufgetragen über der Betonzugfestigkeit

Abb. 6.15: Berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  aller Versuche aufgetragen über dem Neigungswinkel

### 6.3.4 Ermittlung des Vorfaktors $f_{5\%,I}$

Zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$  aus der statistischen Auswertung von  $f_{cal,I}$  wurden Mittelwert, Standardabweichung und 5 %-Quantil des Quotienten aus rechnerischer und experimenteller Bruchlast für verschiedene in Gruppen zusammengefasste Versuchskonstellationen berechnet und ausgewertet. Die Ergebnisse der Auswertung sind in Tab. 6.8 aufgeführt. Die zugrundeliegenden Parameter können Anhang E.6 entnommen werden.

Bei der Berücksichtigung aller Versuche mit und ohne Biegemoment liegt der Mittelwert bei 1,00. Die Standardabweichung beträgt in diesem Fall 14 % und der Vorfaktor 0,75 – siehe Tab. 6.8, Zeile 9. Durch die Diagramme in Abb. 6.17 und Abb. 6.18 wird die gute Korrelation zwischen berechneter und experimenteller Bruchlast verdeutlicht. In Abb. 6.17 sind die berechneten Faktoren  $f_{cal,I}$  über der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper und in Abb. 6.18 die berechneten Bruchlasten  $F_{cal,I}$  über den gemessenen Bruchlasten  $F_u$  aufgetragen. Die Versuche mit einer Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper unter 40 mm sind für den Anwendungsfall nicht relevant, wurden jedoch bei der Ermittlung des Vorfaktors berücksichtigt.

Die Ermittlung des Vorfaktors erfolgt getrennt nach den Versuchen ohne Biegemoment und den Versuchen mit Biegemoment. In Tab. 6.8, Zeile 12 und 14 sind Mittelwerte von 1,01 für die Versuche ohne Biegemoment und von 0,95 für die Versuche mit Biegemoment aufgeführt. Durch die unterschiedlichen Standardabweichungen und die Anzahl der Werte ergibt sich für die Versuche ohne Biegemoment ein 5%-Quantil von 0,77 und für die Versuche mit Biegemoment ein 5 %-Quantil von 0,61. Das Verhältnis der 5 %-Quantile der Versuche mit Biegemoment zu denen ohne Biegemoment beträgt  $0,61 / 0,77 = 0,79$ . Dies bedeutet, dass die lokale Durchstantragfähigkeit der geprüften Abmessungen bei einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Zugzone 21 % geringer ist, als bei einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Druckzone. Ein vergleichbares Verhältnis von  $1,0 / 1,4 = 0,71$  wird bei der Bemessung des Betonausbruchs bei Dübeln im ungerissenen und gerissenen Beton angesetzt (siehe Abschnitt 5.2.2.4,f in ETAG 001 ). Diese beiden Ansätze können miteinander verglichen werden, weil sich die Beanspruchung des Betons beim lokalen Durchstanzen und dem Betonausbruch bei Versuchen zu Dübeln ähneln.

Um zu bestätigen, dass das Bemessungskonzept für alle möglichen Parameterkonstellationen geeignet ist, wurden die statistischen Werte für die Versuchskonstellationen ohne Biegemoment getrennt nach den Parametern Hohlkörpertyp, Betonfestigkeit, Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper und Lasteinleitungsbreite berechnet. Durch Tab. 6.8 wird ersichtlich, dass die 5 %-Quantile bei einzelnen Gruppen unter dem Wert von 0,77 liegen. Dies kann auf eine geringere Anzahl an durchgeführten Versuchen mit der jeweiligen Parameterkonstellation zurückgeführt werden. Bis auf die Auswertung der runden Lasteinleitung weisen die Ergebnisse auf keine Parameterkonstellation hin, die gegen die Verwendung des bereits aufgeführten 5 %-Quantils spricht.

Der Mittelwert bei der Auswertung von Versuchen mit runder Lasteinleitung  $m_x = 0,90$  liegt 10 % unter dem Mittelwert bei der Auswertung aller Versuche. Bei runden Lasteinleitungen wird deshalb empfohlen, bei der Berechnung das größtmögliche Quadrat innerhalb der Grenzen der runden Aufstandsfläche anzusetzen (siehe auch Abb. 6.16).

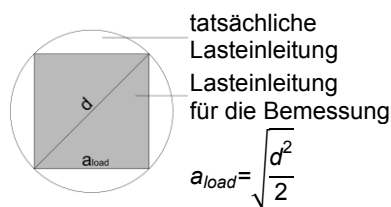


Abb. 6.16: Bemessungsquerschnitt für runde Lasteinleitungsflächen

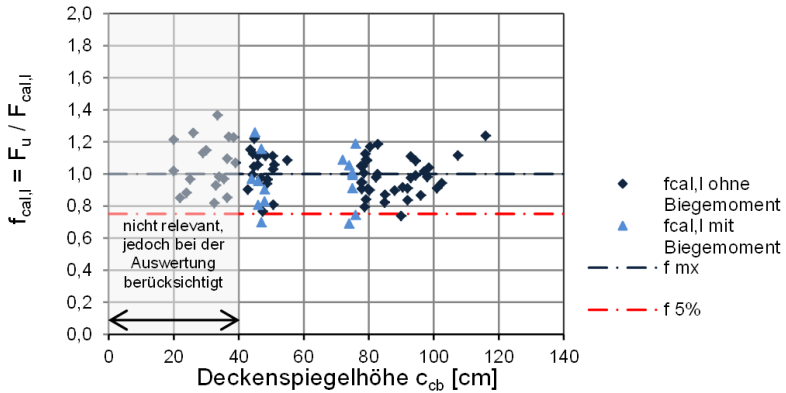


Abb. 6.17: Berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  aller Versuche aufgetragen über der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper

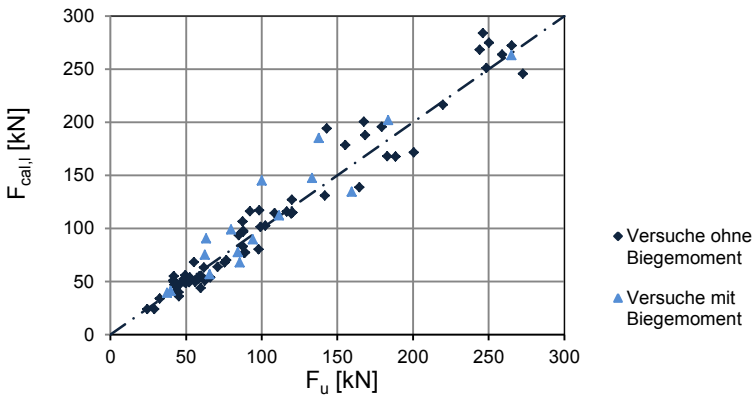


Abb. 6.18: Berechnete Bruchlast  $F_{cal,I}$  aller Versuche aufgetragen über der Bruchlast  $F_u$  im Versuch

### 6.3.5 Weiterleitung der Einzellasten

Die Weiterleitung der Lasten ist über die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke nachzuweisen. Auf den Ansatz des positiven Einflusses eines mehraxialen Spannungszustandes (Durchstanztragfähigkeit) ist zu verzichten.

Bei einer Berechnung nach der Finite-Elemente-Methode ist das FE-Netz in den Bereichen mit Einzellasten so zu diskretisieren, dass die maximale Netzweite den Hohlkörperachsabständen entspricht. Die Simulation der Lasteinleitung in Plattenmittelebene darf je Einzellast höchstens auf ein Rasterfeld verteilt werden.

Es sind keine gesonderten Regeln zu Mindestrandabständen erforderlich, weil bei den bauaufsichtlich zugelassenen Hohlkörperdeckensystemen alle freien Plattenränder mit einem Massivstreifen einzufassen sind.

## 6 Lokale Durchstantragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 6.8: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ : 5%-Quantile bei unterschiedlichen Parameterkonstellationen (die zugrundeliegenden Parameter können Anhang E.6 entnommen werden)

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	min.	max.	Anzahl $n$	Mittelwert $m_x$	Standard- abweichung $s_x$	$k_{s,95\%}$ bei einem Vertrauensniveau 75%	$f_{5\%} = m_x \cdot k_{s,95\%} \cdot s_x$
1	Höhe des Decken- spiegels oberhalb der Hohlkörper	$c_{vf,sof}$	[mm]							
2		$c_{vf,ist}$	[mm]							
3	Lastbreite	$a_{lad}$	[cm]							
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]							
5	berechnete Bruchlast	$F_{cal,I}$	[kN]							
6	berechnete Bruchlast mit $f_{cal,5\%,I}$	$F_{cal,5\%,I}$	[kN]							
7	Bemessungslast	$F_{Rd,I}$	[kN]							
8	<b>Alle Versuche</b>									
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,69	1,37	88	1,00	0,14	1,77	0,75
10	<b>Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"</b>									
11	mit Biegemoment									
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,69	1,26	16	0,95	0,17	1,98	0,61
13	ohne Biegemoment									
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,74	1,37	72	1,01	0,13	1,78	<b>0,77</b>
15	<b>Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp</b>									
16	Typ = S-100									
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,74	1,37	36	1,00	0,14	1,85	0,75
18	Typ = S-180									
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,77	1,26	36	1,02	0,13	1,85	0,78
20	<b>Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit</b>									
21	mit C20/25									
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,77	1,22	36	1,01	0,12	1,85	0,79
23	mit C45/55									
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,74	1,37	36	1,01	0,15	1,85	0,74
25	<b>Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper</b>									
26	20 mm $\leq c_{vf} \leq$ 60 mm									
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,77	1,37	36	1,04	0,14	1,85	0,78
28	40 mm $\leq c_{vf} \leq$ 60 mm									
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,77	1,22	18	1,03	0,12	1,95	0,79
30	60 mm $\leq c_{vf} \leq$ 120 mm									
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,74	1,24	36	0,98	0,12	1,85	0,76
32	<b>Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite</b>									
33	$a_{lad} =$ 5 cm									
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,74	1,37	48	0,99	0,14	1,82	0,75
35	$a_{lad} =$ 10 cm									
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,81	1,22	24	1,04	0,12	1,90	0,82
37	$a_{lad} =$ $\varnothing$ 5 cm									
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,82	0,97	8	0,90	0,05	2,19	0,79
39	$a_{lad} =$ exzentrisch									
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,82	1,26	8	0,99	0,16	2,19	0,65

### 6.3.6 Anwendbarkeit der Gleichungen auf Hohlkörperdeckensysteme mit Kugeln als Hohlkörper

Im Folgenden wird nachgewiesen, dass die zulässigen Einzellasten des untersuchten Hohlkörpertyps auch auf Hohlkörperdeckensysteme mit Kugeln als Hohlkörper angewendet werden können.

Im Rahmen der Kleinkörperversuche zum lokalen Durchstanzen wurden keine Versuche mit Kugeln als Hohlkörper durchgeführt. In Abb. 6.19 ist der geometrische Vergleich zwischen den kleinsten und größten Hohlkörpern eines Hohlkörperdeckensystems mit Kugeln als Hohlkörper und mit dem Hohlkörpertyp S-220 für eine Aufstandsflächenbreite von 50 und 100 mm dargestellt. Durch die Zeichnungen wird verdeutlicht, dass auch der größte Kugeldurchmesser innerhalb der Konturen des Hohlkörpers S-220 liegt. Aus diesem Grund wird bei kugelförmigen Hohlkörpern von höheren Durchstanzttragfähigkeiten ausgegangen.

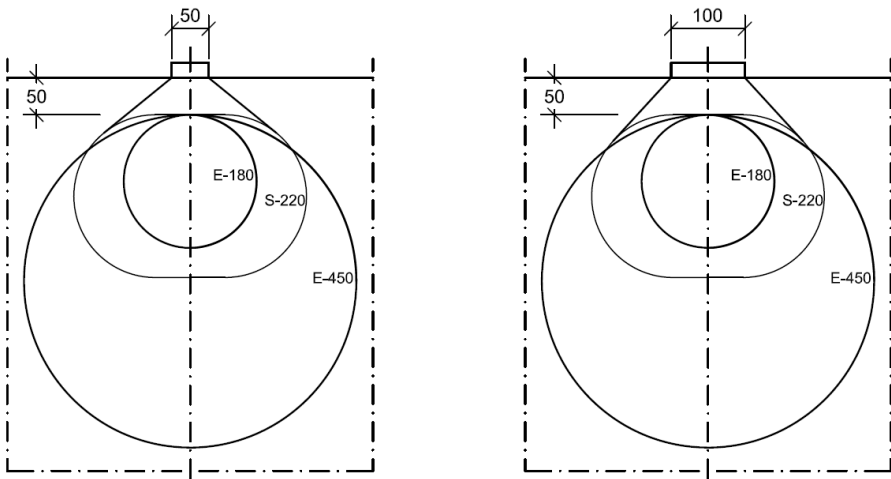


Abb. 6.19: Geometrischer Vergleich zwischen dem untersuchten Hohlkörpertyp mit einer Höhe von 220 mm und Kugeln als Hohlkörper

Dies kann durch acht Versuche zum lokalen Durchstanzen mit kugelförmigen Hohlkörpern an der TU Darmstadt bestätigt werden (siehe *Schnellenbach-Held 2002*). Von den acht Versuchen wurden drei Versuche ohne Bewehrung im Durchstanzkegelbereich durchgeführt. Der Hohlkörperdurchmesser betrug bei allen acht Versuchen 360 mm, die Aufstandsfläche  $5 \times 5 \text{ cm}^2$  und die Würfeldruckfestigkeit  $54,6 \text{ N/mm}^2$ . Bei den drei Versuchen ohne Bewehrung betrug die Betondeckung 52 mm. Die Bruchlasten erreichten 303,2 kN, 248,0 kN und 290,7 kN. Bei den fünf Versuchen mit einer flächigen Bewehrung von  $8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$  und einer Betondeckung von 79 mm wurden sogar Bruchlasten von 475,4 kN bis 601,9 kN erreicht.

Aufgrund der zuvor genannten Gründe wird empfohlen, die Traglasten der Hohlkörper S-220 auch für Hohlkörperdeckensysteme mit Kugeldurchmesser von 180 mm bis 450 mm anzusetzen.

## 6.4 Bemessung der lokalen Durchstantragfähigkeit

### 6.4.1 Allgemeines

Widerstandswerte bei einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Druckzone oder ohne Normalspannungen:

$$F_{Rd,l,comp} = f_{5\%,l} \cdot \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_l \cdot f_{ctd,pl} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad [\text{kN}] \quad (6.18)$$

mit:  $f_{5\%,l} = 0,77$  [-] aus der statistischen Auswertung

$$\alpha_{A,l} = 0,25 \quad [-]$$

$$\alpha_{tensile/strut} = 0,216 \quad [-]$$

$A_{l,d}$  Mantelfläche nach Gleichung (6.9) mit  $c_{vf} = c_{vf,soll} - \Delta c_{vf}$   
mit  $\Delta c_{vf} = 5 \text{ mm}$

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ctd,pl} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$$

$$\text{mit } \alpha_{ctd,pl} = 0,7 \quad [-]$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$

$\beta_r$  Neigung der Mantelfläche

$$\alpha_{bending} = 0,764 \cdot \beta_r [\text{rad}] + 0,4 \quad [-]$$

Widerstandswerte bei einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Zugzone:

$$F_{Rd,l,tens} = 0,7 \cdot F_{Rd,l,comp} \quad [\text{kN}] \quad (6.19)$$

Durch Abb. 6.20 wird verdeutlicht, dass die berechneten Lasten  $F_{cal,5\%,l}$  nach Gleichung (6.20) mit dem Vorfaktor von 0,77 bzw.  $0,77 \cdot 0,7$  kleiner als die Versuchslasten  $F_u$  sind.

$$F_{cal,5\%,l} = f_{5\%,l} \cdot \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_l \cdot f_{ctm} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (6.20)$$

In Abb. 6.21 ist der Bemessungswiderstand  $F_{Rd}$  über der Versuchslast  $F_u$  aufgetragen.

Bei beiden Diagrammen ist der Abzug des Vorhaltemaßes nicht berücksichtigt. Die berechneten Lasten wurden mit der gemessenen Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper berechnet.



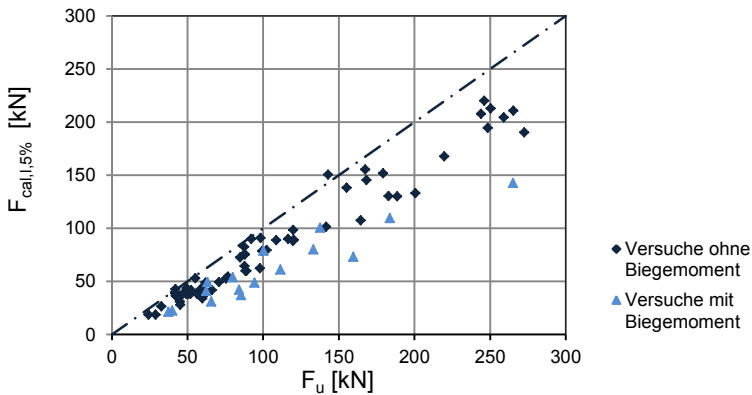


Abb. 6.20: Berechnete Last  $F_{cal,5\%,I}$  aller Versuche ohne Teilsicherheitsfaktoren und mit dem Vorfaktor von 0,77 bzw.  $0,77 \cdot 0,7$  aufgetragen über der Versuchslast

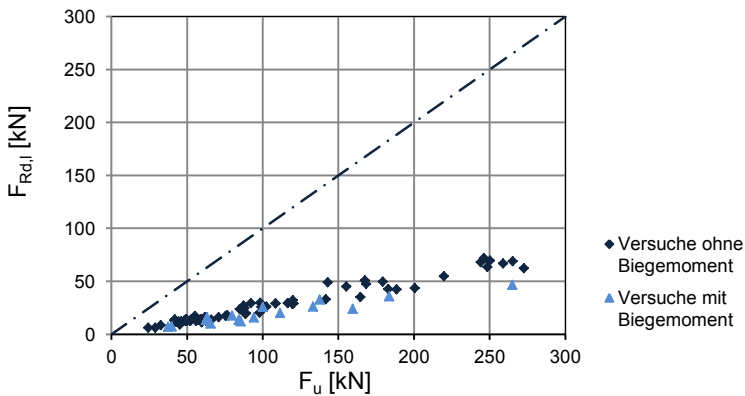


Abb. 6.21: Bemessungslast aufgetragen über der Versuchslast, berechnet mit der gemessenen Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper

#### 6.4.2 Empfehlung für die Praxis

Vor dem Hintergrund baupraktischer Anwendungen wird vorgeschlagen, die Einzelasten in der Druckzone auf  $F_{Rd,I,comp} \leq 50 \text{ kN}$  zu beschränken (Albrecht u. Schnell 2013). Für den Nachweis zur Weiterleitung der Einzellasten in der Deckenplatte ist Abschnitt 6.3.5 und bei runden Aufstandsflächen Abb. 6.16 zu berücksichtigen. Bei rechteckigen Lasteinleitungsflächen oder Linienlasten ist die geringste Querschnittsabmessung anzusetzen. Der Abstand der Einzellasten untereinander muss in jeder Richtung mindestens dem Achsabstand der Hohlkörper von 350 mm entsprechen.

#### 6.4.3 Widerstandswerte in tabellarischer Darstellung

Zur Vereinfachung der Bemessung der Hohlkörperdecken, werden die Widerstandswerte im Bereich der Hohlkörper in Tab. 6.9 aufgeführt. In der Tabelle ist das Sollmaß der Betondeckung der Hohlkörper angegeben. Die Werte wurden unter Berücksichtigung des Vorhaltemaßes mit  $c_{vf} = c_{vf,soll} - \Delta c_{vf} = c_{vf,soll} - 5 \text{ mm}$  berechnet. Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

## 6 Lokale Durchstantragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken

Tab. 6.9: Widerstandswerte des lokalen Durchstanzens

Widerstandswerte $F_{Rd,comp}$ [kN] mit einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Druckzone <sup>1</sup>													
kleinste Lasteinleitungs- breite $a_{lad}$ Deckenspiegelhöhe oberhalb der Hohlkörper $C_{vt,soil}$		5 cm				7,5 cm				10 cm			
		5 cm	6 cm	7 cm	8 cm	5 cm	6 cm	7 cm	8 cm	5 cm	6 cm	7 cm	8 cm
S-100	C20/25	11,52	15,63	20,15	25,00	13,60	18,41	23,63	29,18	16,18	21,79	27,80	34,09
	C30/37	15,09	20,49	26,41	32,76	17,82	24,12	30,97	38,24	21,20	28,55	36,42	44,68
	C45/55	19,78	26,85	34,60	42,93	23,35	31,61	40,58	50,00	27,79	37,42	47,73	50,00
S-120	C20/25	11,97	16,31	21,04	26,11	14,37	19,47	24,96	30,76	17,39	23,35	29,67	36,26
	C30/37	15,69	21,37	27,58	34,21	18,83	25,51	32,71	40,31	22,79	30,60	38,88	47,51
	C45/55	20,56	28,00	36,14	44,83	24,68	33,42	42,86	50,00	29,87	40,10	50,00	50,00
S-140	C20/25	12,58	17,15	22,12	27,41	15,35	20,75	26,53	32,58	18,89	25,20	31,84	38,70
	C30/37	16,48	22,47	28,99	35,92	20,12	27,19	34,76	42,70	24,75	33,03	41,72	50,00
	C45/55	21,59	29,45	37,99	47,07	26,36	35,63	45,55	50,00	32,43	43,28	50,00	50,00
S-160	C20/25	13,35	18,18	23,41	28,92	16,56	22,28	28,34	34,65	20,69	27,36	34,31	41,42
	C30/37	17,49	23,83	30,67	37,90	21,71	29,19	37,14	45,41	27,12	35,86	44,95	50,00
	C45/55	22,92	31,22	40,19	49,67	28,44	38,25	48,66	50,00	35,53	46,99	50,00	50,00
S-180	C20/25	14,31	19,42	24,90	30,65	18,04	24,07	30,41	36,97	22,83	29,84	37,07	44,43
	C30/37	18,75	25,45	32,63	40,16	23,63	31,54	39,85	48,44	29,91	39,10	48,57	50,00
	C45/55	24,57	33,35	42,76	50,00	30,97	41,33	50,00	50,00	39,20	50,00	50,00	50,00
S-200	C20/25	15,49	20,89	26,62	32,59	19,79	26,14	32,75	39,53	25,30	32,63	40,12	47,70
	C30/37	20,29	27,37	34,88	42,70	25,93	34,25	42,91	50,00	33,15	42,76	50,00	50,00
	C45/55	26,59	35,86	45,70	50,00	33,97	44,88	50,00	50,00	43,44	50,00	50,00	50,00
S-220 <sup>2</sup>	C20/25	16,90	22,58	28,56	34,75	21,82	28,48	35,34	42,34	28,11	35,73	43,45	50,00
	C30/37	22,14	29,59	37,42	45,53	28,60	37,31	46,31	50,00	36,83	46,82	50,00	50,00
	C45/55	29,01	38,77	49,04	50,00	37,47	48,90	50,00	50,00	48,26	50,00	50,00	50,00

<sup>1</sup> Liegt der Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Zugzone, sind die angegebenen Werte um 30 % zu reduzieren. Bei runden Lasteinleitungsflächen ist bei der Berechnung das größtmögliche Quadrat innerhalb der Grenzen der runden Aufstandsfläche anzusetzen. Bei rechteckigen Lasteinleitungsflächen oder Linienlasten ist die geringste Querschnittsabmessung anzusetzen.

<sup>2</sup> Die Werte gelten auch für Hohlkörperdeckensysteme mit Kugeln und Durchmessern von 180 bis 450 mm.

## 7 Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit

### 7.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird in einem ersten Schritt das Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung analysiert. Hierzu werden die Querkraftversagensarten, die einzelnen Anteile der Querkrafttragfähigkeit und die verschiedenen Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit aufgeführt.

In einem zweiten Schritt werden experimentelle Untersuchungen vorgestellt, bei denen die ungerissene Druckzone verlagert sowie die Rissuferverzahnung und die Dübelwirkung ausgeschaltet wurden. Die Literaturrecherche und die Versuche wurden im Rahmen der Diplomarbeit *Mikdad 2013* unter Anleitung durchgeführt und aufbereitet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen. Zudem werden die Hohlkörperdecken mit einem weiterentwickelten Berechnungsmodell nachgerechnet. Dabei wird der Einfluss der einzelnen Traganteile auf die Gesamttragfähigkeit herausgearbeitet, um das Verständnis für die Querkrafttragfähigkeit zu verbessern. Die Berechnung wurde im Rahmen der Studienarbeit *Schaus 2013* unter Anleitung durchgeführt und aufbereitet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in dieses Kapitel eingeflossen. Abschließend werden beispielhafte Anwendungsmöglichkeiten der gewonnenen Erkenntnisse aufgeführt.

### 7.2 Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

#### 7.2.1 Allgemeines

Durch die Belastung eines Bauteils entstehen Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Diese können durch ein Trajektorienbild über das gesamte Bauteil veranschaulicht werden (Abb. 7.1). Werden Hauptspannungen unter einem beliebig geneigten Winkel in Spannungen parallel zur Längsachse (X-Richtung) und Spannungen senkrecht zur Längsachse (Y-Richtung) umgerechnet, müssen zusätzlich Schubspannungen  $\tau$  berücksichtigt werden, um ein Gleichgewicht herstellen zu können. Die Schubspannungen dienen somit als Hilfsgröße zur Beschreibung der Beanspruchung.

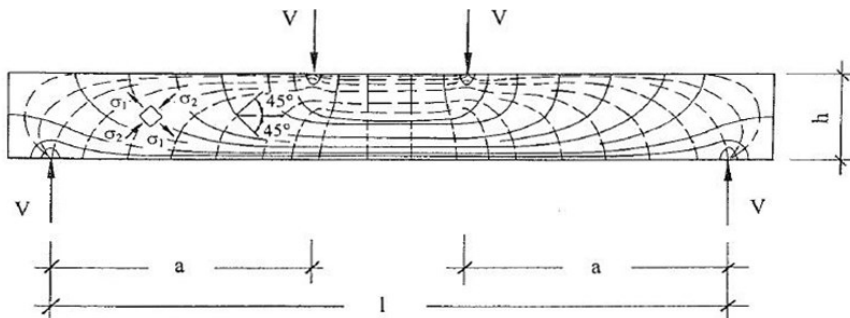


Abb. 7.1: Hauptspannungstrajektorien (Zink 1999)

Gleichung (7.1) stellt die Beziehung zwischen den Hauptspannungen  $\sigma_{1,2}$  und den umgerechneten Spannungen dar.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}; \tan \varphi = \frac{\tau}{\sigma_x} \quad (7.1)$$

Bei unbekannten Normalspannungen werden die Schubspannungen nach der technischen Biegelehre über die Dübelformel nach Gleichung (7.2) berechnet.

$$\sigma_x = \frac{M}{I_y} \cdot z; \tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot b} \quad (\text{Dübelformel}) \quad (7.2)$$

Die genannten Bedingungen gelten für ein idealelastisches und isotropes Material und somit für Stahlbeton ausschließlich annähernd im Zustand I (ungerissen). Nachdem die ersten Risse durch das Überschreiten der Normalzugspannungen auftreten, gehen die Stahlbetonbauteile in ein hochgradig unbestimmtes System mit vielen Umlagerungsmöglichkeiten über (Specht u. Scholz 1995).

Bei Rechteckquerschnitten mit linear-elastischen Werkstoffen liegt der Maximalwert der Schubspannungen  $\max. \tau_{xz}$  auf Höhe der Schwerachse. Bei gerissenen Querschnitten bleiben die Schubspannungen im Rissbereich unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte über die gesamte Höhe der Zugzone konstant. Durch Abb. 7.2 wird der Unterschied der Schubspannungsverteilung zwischen Zustand I und Zustand II deutlich (Zink 1999).

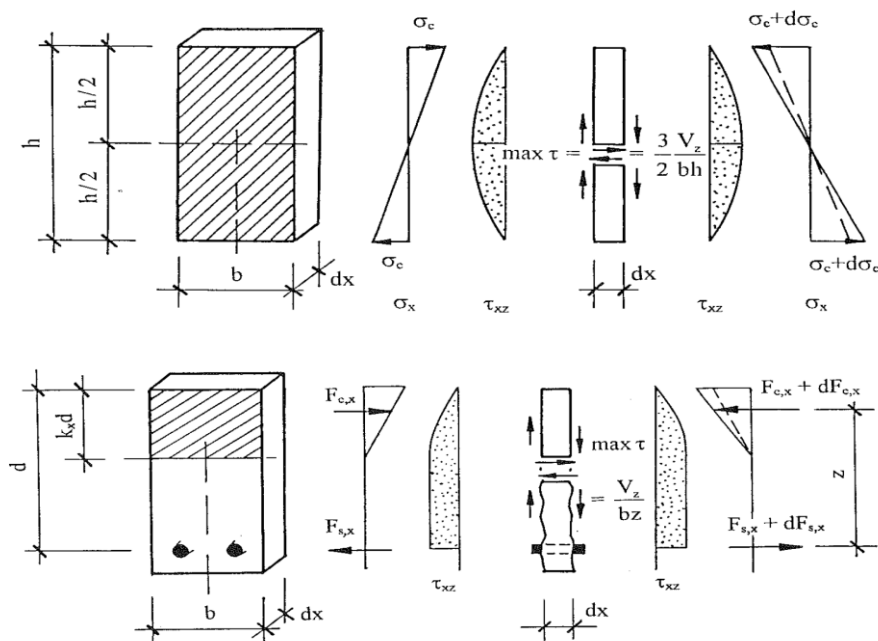


Abb. 7.2: Schubspannungsverteilung in Zustand I (oben) und Zustand II (unten) (Zink 1999)

Im Zustand I kann  $\max. \tau_{xz}$  als Hilfsgröße nach Gleichung (7.3) berechnet werden.

$$\max. \tau_{xz} = \frac{1}{4} \cdot \frac{d\sigma_c \cdot b \cdot h}{b \cdot dx} = \frac{6}{4} \cdot \frac{dM}{dx} \cdot \frac{1}{b \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_z}{b \cdot h} \quad (7.3)$$

Im Zustand II konzentriert sich die Dehnsteifigkeit der gesamten Zugzone auf die Bewehrung. Wird trotz vorhandener geneigter Biegerisse ein ebener Querschnitt angenommen, kann der Maximalwert  $\max. \tau_{xz}$  nach Gleichung (7.4) aus Gleichung (7.2) berechnet werden (Zink 1999).

$$\max. \tau_{xz} = \frac{dM}{bz \cdot d_x} = \frac{V_z}{b \cdot z} \quad (7.4)$$

Die Risse verlaufen zunächst senkrecht zu den Hauptzugspannungstrajektorien. In Abhängigkeit der Belastung und der Bauteilgeometrie entstehen unterschiedliche Rissbilder. Die Querkraftversagensarten unterscheiden sich je nach Rissbild und der zum Versagen führenden Kinematik (Zink 1999).

### 7.2.2 Querkraftversagensarten

Durch die einwirkende Querkraft verlaufen die Schubrisse nicht senkrecht, sondern geneigt zur Balkenachse. Die Rissneigung wird durch die Hauptspannungen beeinflusst. Durch die Ausdehnung der Risse wird das Ebenbleiben der Querschnitte eingeschränkt, was eine Voraussetzung für die Anwendung der technischen Biegelehre ist. Durch die geneigten Risse treten sekundäre Beanspruchungen auf. Hierzu gehören die Dübelbeanspruchung der Zugbewehrung und die lokale Konzentration von Hauptdruckspannungen im Bereich geneigter Druckstreben (Zink 1999).

In Abhängigkeit der Geometrie des Bauteils und der Lastanordnung können die drei folgenden Querkraftversagensarten auftreten.

#### 7.2.2.1 Biegeschubversagen

##### Allgemeines

Das Biegeschubversagen tritt bei schlanken Balken mit einer Schubschlankheit  $a/d \geq 3$  auf. Zudem muss ein Rechteckquerschnitt oder ein Querschnitt mit schwach profilierter Zugzone vorliegen. Der Versagensriss entwickelt sich grundsätzlich aus einem Biegeriss. Bei hoher Biegebeanspruchung entstehen zuerst Biegerisse infolge einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit (Abb. 7.3, ①), die mit steigender Beanspruchung in das Schubfeld vordringen. Der Verlauf der Risse ähnelt den Hauptdruckspannungstrajektorien im Zustand I. Die Neigung gegenüber der Stabachse hängt von dem Verhältnis der Querkraft  $V$  zum Rissmoment  $M_{cr}$  ab und beträgt im Regelfall ca.  $70^\circ$ . Mit weiterer Laststeigerung neigt sich die Risspitze in Richtung der Lasteinleitung ②. In den meisten Fällen versagt das Bauteil durch einen typisch, schlagartig auftretenden Biegeschubriss ③. Dieser entwickelt sich entweder aus dem Biegeriss oder aus der Verbindung mehrerer Biegerisse (Zink 1999).

Durch die gegenseitige Rissuverschiebung der Biegerisse ① wird die Längsbewehrung durch vertikale Kräfte (Dübelkräfte) beansprucht. Das stabile Risswachstum ist beendet, wenn der Riss die Druckzone erreicht. Der Winkel zwischen An-

griffpunkt der Dübelkraft und Risspitze beträgt ca.  $45^\circ$ . Ab diesem Punkt kommt es zu einem instabilen Risswachstum des maßgebenden Biegeschubrisses in die Druckzone ③ und zu einem Dübelriss ④. An dieser Stelle ist die Biegeschubrislast  $V_{sr}$  erreicht und weitere Tragfähigkeitssteigerungen können ausschließlich durch eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk bestehend aus Zug- und Druckstreben erfolgen (Abb. 7.4). Das Bauteilvermögen zur Umlagerung in ein Sprengwerk hängt von der Bauteilgeometrie und den eingesetzten Materialeigenschaften ab (Zink 1999).

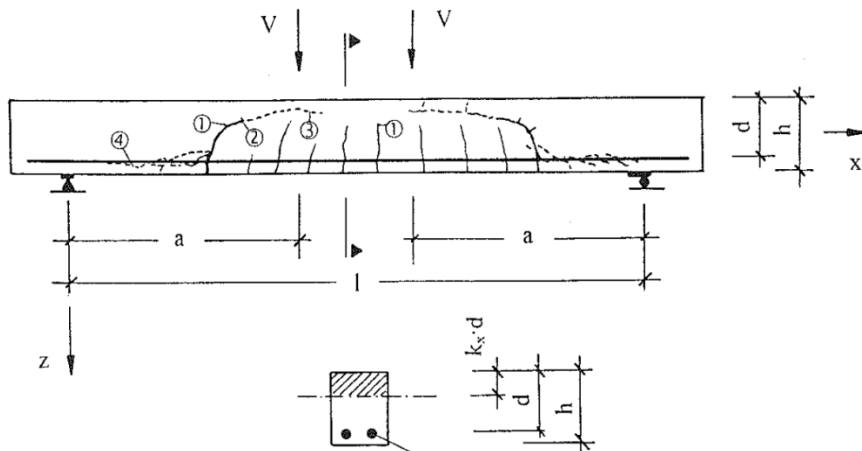


Abb. 7.3: Biegeschubversagen (Zink 1999)

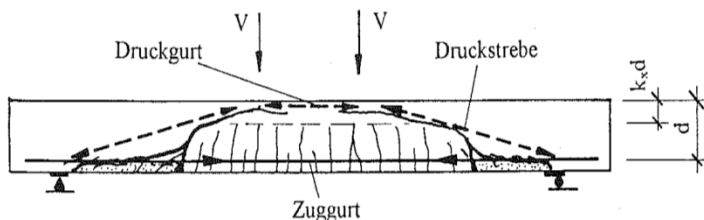


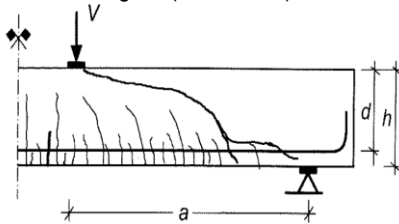
Abb. 7.4: Systemumlagerung in ein Sprengwerk (Zink 1999)

### Biegeschubriss mit Schrägrissbildung

Bei Stahlbetonbalken mit kleinem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  und entsprechend niedriger Druckzone durchtrennt der Schrägriss die Druckzone. Dies geschieht vor der Lasteinleitung oder durch ein Abknicken des isolierten oberen Teils der Druckzone. Durch die Durchtrennung der Druckzone tritt ein schlagartiges Versagen auf und eine Umlagerung ist nicht möglich. Große Schubslankheiten  $a/d$  wirken sich ebenfalls ungünstig auf die Umlagerung aus. Das Versagen läuft selbst bei weggesteuerten Versuchen sehr schnell ab, weil bei Beginn des Versagens die Zylinderlast abfällt. Das Fortschreiten der Risse (Abb. 7.3, ③ und ④) ist mit bloßem Auge kaum zu beobachten (Zink 1999).

Eine Systemskizze des Schrägrisses ist in Abb. 7.5 (a) und ein Versuchsbalken ohne Querkraftbewehrung in Abb. 7.5 (b) dargestellt.

(a) Systemskizze eines Stahlbetonbalkens mit Schrägriss (Keller 2007)



(b) Versuchsbalken nach dem Schrägriss

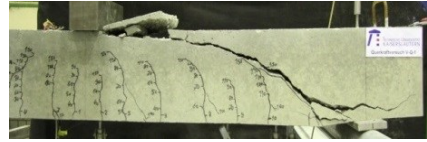


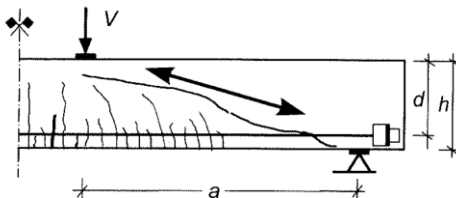
Abb. 7.5: Plötzliches Versagen nach Biegeschubrissbildung und Durchtrennung der Druckzone (Schrägriss)

### Beschreibung des Sprengwerks

Bei hochbewehrten Stahlbetonbalken und bei Spannbetonbalken wird die Druckzone nicht durchtrennt und es erfolgt eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk. Voraussetzung ist eine geeignete Geometrie des Schrägrisses. In diesem Fall wird die komplette Querkraft in ein Sprengwerk umgelagert und es können erhebliche Laststeigerungen über die Biegeschubrisslast hinaus festgestellt werden (Keller 2007). Diese Laststeigerung ist nach Zink 1999 nur von geringer Bedeutung und kann nicht als Bemessungsgrundlage dienen. Sie ist für die Beurteilung der Sprödigkeit des Versagensvorgangs und für die Beschreibung einer möglichen Lastumlagerung relevant. Die Sprengwerktragfähigkeit kann als Systemtragfähigkeit dienen, aber nicht als eine Querschnittstragfähigkeit (Zink 1999).

Kann die Querkraft in ein Sprengwerk umgelagert werden, verläuft der Rissfortschritt langsamer und das Fortschreiten des Biegeschubrisses (Abb. 7.3, ③) und des Dübelrisses ④ kann besser beobachtet werden. Es bildet sich ein Trennriss zwischen den Druckstreben und dem Zuggurt entlang der Rissstrecke (① bis ④). Die Biegedruckzonenhöhe wird hierdurch auf 30 % - 50 % der Druckzonenhöhe. Unter den Lasteinleitungsplatten bilden sich Gelenke aus, die das Sprengwerk bei unsymmetrischer Last destabilisieren. Das Risswachstum des Biegeschubrisses ③ führt häufig zu einer Durchtrennung der Druckzone unter den Lastplatten hindurch (Zink 1999). In Abb. 7.6 ist ein Versagen nach Lastumlagerung abgebildet.

a) Systemskizze eines Spannbetonbalkens mit einem Sprengwerk



b) Spannbetonbalken mit einem Sprengwerk nach dem Versagen

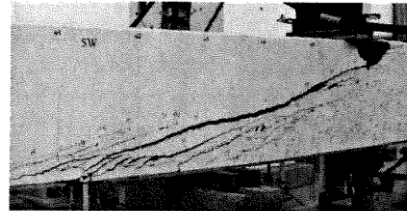


Abb. 7.6: Versagen nach Lastumlagerung (Keller 2007)

Unter dem Begriff Biegeschubbruch werden demnach zwei Versagensformen aufgeführt. Die erste Versagensform ist das schlagartige Versagen nach Schrägrissbildung

und die zweite das Versagen nach Umlagerung in ein Sprengwerk. Beide Versagensformen basieren jedoch auf dem Auftreten eines Schubrisses (Keller 2007).

### 7.2.2.2 Schubzugbruch

Bei profilierten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung können die Hauptzugspannungen im Steg größer als die Randzugspannungen  $\sigma_x$  infolge der Biegung sein. Wird die Betonzugfestigkeit durch die Hauptzugspannungen  $\sigma_1$  überschritten, können geneigte Schubzugrisse auftreten, die nicht aus den Biegerissen entstanden sind. Die Schubzugrisse sind für einen Schubzugbruch maßgebend (Abb. 7.7). Je nach Längsspannungen variiert die Neigung  $\theta$  der Risse bei nicht vorgespannten Biegeträgern zwischen  $40^\circ$  und  $45^\circ$ . Das Schubzugbruchversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist vergleichbar mit dem Biegeschubversagen und entsteht durch die Trennung der Zug- und Druckgurte. Bei sehr breiten Flanschen wird die Druckzone nicht durchtrennt. Es kommt zu einer plattenartigen Umlagerung wie bei einem Durchstanzversagen. Zunächst wird der Gurt parallel zur Stabachse vom Steg getrennt, bis dieser durch eine lokale Biegebeanspruchung versagt. Die Risslast beim Schubzugbruch kann aus den maßgebenden Hauptzugspannungen im Steg im Zustand I ermittelt werden (Zink 1999).

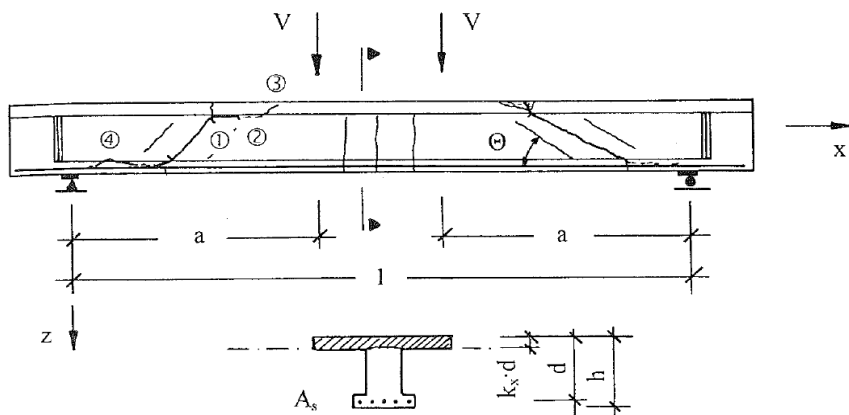


Abb. 7.7: Schubzugbruch (Zink 1999)

### 7.2.2.3 Scherbruch

Bei Bauteilen mit kleinen Schubslankheiten  $a/d \leq 1,5$  treten hohe Zugspannungen längs der Verbindungslinie zwischen Lasteinleitung und Auflager auf, wodurch es zu einem Schubriss kommt (Abb. 7.8, (1)). Das endgültige Versagen erfolgt entweder infolge des ausgefallenen Verbundes im Verankerungsbereich der Längsbewehrung (2) oder infolge eines Abscherens der Druckzone direkt neben der Lasteinleitungsstelle (3) (Kordina u. Blume 1985).



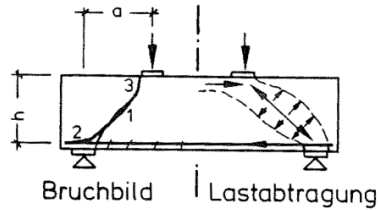


Abb. 7.8: Bruchbild und Lastabtrag eines Scherbruchs (Kordina u. Blume 1985)

## 7.2.3 Einzelne Anteile der Querkrafttragfähigkeit

### 7.2.3.1 Zusammenwirken der einzelnen Traganteile

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung wird durch das Zusammenwirken verschiedener einzelner Traganteile beeinflusst, die sich gegenseitig überlagern und beeinflussen. Die meisten mechanisch begründeten Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit beruhen auf den folgenden Traganteilen (siehe auch Abb. 7.9):

- Traganteil in der ungerissenen Druckzone ( $V_{c,comp}$ ),
- Traganteil aus Rissuferverzahnungen durch Rissgleitung und Rissöffnung ( $V_{c,r}$ ),
- Traganteil infolge Dübelwirkung der Biegezugbewehrung ( $V_{c,do} = V_{c,Dü}$ ).

Der Einfluss der einzelnen Traganteile wird aufgrund ihrer komplexen Beziehung und Wechselwirkung kontrovers diskutiert.

Weitere Einflussfaktoren sind die Zugtragfähigkeit im Bereich der Risspitze (Bruchprozesszone) und Normalkräfte im Querschnitt.

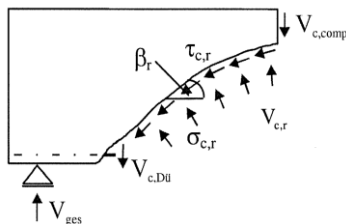


Abb. 7.9: Traganteile von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (Görtz 2004)

Nach Görtz 2004 kann die Querkrafttragfähigkeit  $V_c$  bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (7.5) berechnet werden.

$$V_c = V_{c,comp} + V_{c,r} + V_{c,do} \quad (7.5)$$

mit:	$V_c$	Gesamttragfähigkeit der Querkraft
	$V_{c,comp}$	Traganteil der ungerissenen Druckzone
	$V_{c,r}$	Traganteil der Rissuferverzahnung
	$V_{c,do}$	Traganteil der Dübelwirkung

### 7.2.3.2 Tragwirkung der ungerissenen Druckzone

Durch geneigte Hauptzug- und Druckspannungen können an ungerissenen Querschnitten im Zustand I Querkräfte übertragen werden. Durch die Biegeschubrisse beschränkt sich dieser Traganteil auf die ungerissene Betondruckzone (Zustand II). Die Höhe des Traganteils hängt von der Neigung und der Höhe der mittleren Druckspannung ab. Durch Druckspannungen können die geneigten Hauptzugspannungen überdrückt oder unterhalb der Betonzugfestigkeit gehalten werden. Der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Bauteilversagen wird bei manchen Modellvorstellungen mit dem Traganteil der ungerissenen Druckzone begründet. Aus dem gleichen Grund steigern auch Drucknormalkräfte die Querkrafttragfähigkeit, weil diese die Druckzonenhöhe vergrößern (Zink 1999).

Dem Traganteil der Druckzone wird in vielen Modellen der größte Anteil an der Querkrafttragfähigkeit zugewiesen. Bei den Fachwerk- oder Bogen-Zugband-Modellen (siehe auch Abschnitt 7.2.4.2) wird der Querkraftanteil den geneigten Druckkräften zugesprochen. Bei parallelgurtigen Fachwerken wird der Querkraftanteil durch die Integration von rechnerischen Schubspannungen in der Betondruckzone bestimmt. Beide Methoden führen zu annähernd gleichen Ergebnissen. Die in der Druckzone integrierten Schubspannungen entsprechen der Vertikalkomponente der gegenüber der Bauteilachse geneigten Hauptspannungen der Druckzone.

Der Traganteil der Druckstreben wirkt sich auch auf Träger mit großer Schubslankheit  $a/d$  aus. Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen am Balken können die wesentlichen Komponenten der Querkraft  $V$  aus der Änderung des Biegemomentes  $dM/dx$  und somit aus der Änderung der Betondruck- und Stahlzugkräfte ermittelt werden (siehe Gleichung (7.6)).

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(F_z \cdot z)}{dx} = \frac{d(F_c \cdot z)}{dx} = \frac{dF_c}{dx} \cdot z(x) + F_c(x) \cdot \frac{dz}{dx} \quad (7.6)$$

Die erste Komponente ergibt sich aus der Änderung der Gurtkräfte  $F_c$  über das Inkrement  $d_x$  und verursacht damit Schubspannungen im Steg zwischen den Gurten. Die zweite Komponente entspricht der Neigung der Gurtkräfte gegeneinander und resultiert aus der Änderung des inneren Hebelarms  $z$ . Unter der Annahme, dass der Hebelarm der inneren Kräfte entlang der Balkenachse konstant bleibt, wurde die zweite Komponente bei den meisten Modellen zu Null gesetzt und ausschließlich bei gevouteten Trägern einbezogen (Latte 2010). In Abb. 7.10 sind die Tragwirkungen der Betondruckzone an Freischnitten eines Biegeschubrisses dargestellt.

In dem Modell nach Zink 1999 stellt der Traganteil der Druckzone den Grundwert der Querkrafttragfähigkeit von Balken ohne Querkraftbewehrung dar und wird durch die Integration der Schubspannungen über die Druckzone berechnet (Gleichung (7.7)). Die nominelle Schubspannung  $\tau_0$  kann nach Gleichung (7.11) bezogen auf die Stegfläche berechnet werden. Die Berechnung der Druckzonenhöhe erfolgt nach Gleichung (7.8) (siehe auch Abb. 7.11).

Zink 1999 definiert den nach Gleichung (7.7) ermittelten Grundwert  $V_0$  als untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit unverbügelter Querschnitte. Die Schubbruchlast  $V_{sr}$  nach Zink 1999 kann infolge der Rissreibung und der Dübelwirkung der Längsbewehrung höher liegen.

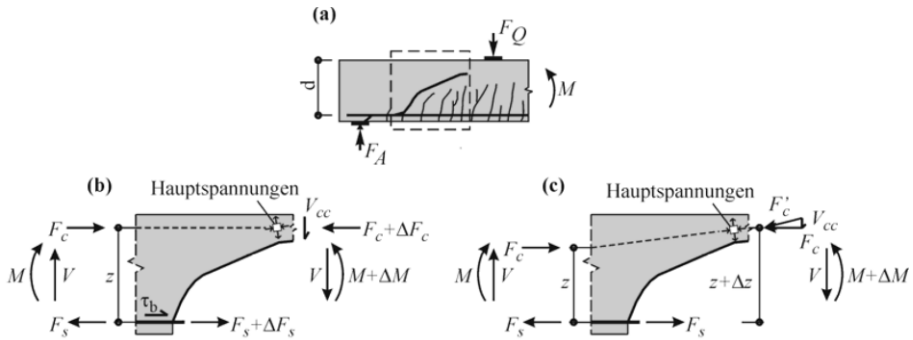


Abb. 7.10: Querkraftabtrag in der Druckzone (Latte 2010): (a) Biegeschubriss und Freischnitt, (b) Querkraftabtrag bei Verbundwirkung und gleichbleibendem Hebelarm und (c) Querkraftabtrag ohne Verbundwirkung durch zunehmenden Hebelarm

$$V_0 = \int_0^{k_x b_w} \tau_{xz}(z) d_y d_z = \frac{2}{3} b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \quad (7.7)$$

mit:  $k_x$  Druckzonenhöhe zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (7.8)

$f_{ct}$  Betonzugfestigkeit nach Remmel 1994 (siehe Gleichung (7.9))

$$k_x = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho n}}} \quad (7.8)$$

mit:  $\rho$  Bewehrungsgrad:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

$n$  Verhältnis der E-Moduln mit  $E_c$  nach Gleichung (7.10):

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_c}{10} \right) \quad (7.9)$$

mit:  $f_c$  Zylinderdruckfestigkeit in  $N/mm^2$

$$E_c = 9500 \cdot f_c^{1/3} \quad (7.10)$$

mit:  $E_c$  E-Modul des Betons nach Grimm 1997

$$\tau_0 = \frac{V_0}{b_w d} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot f_{ct} \quad (7.11)$$

mit:  $\tau_0$  untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit bezogen auf den Querschnitt

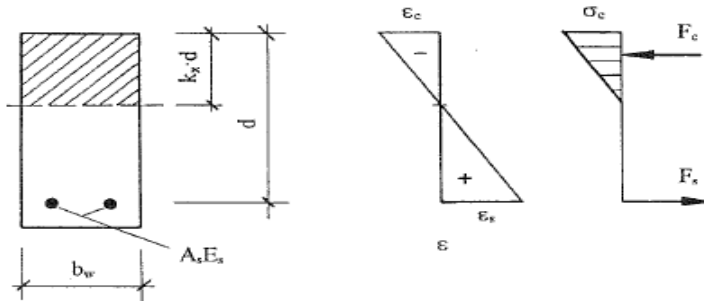


Abb. 7.11: Ermittlung der Druckzone im Zustand II aus dem Gleichgewicht (Zink 1999)

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung wird der Traganteil der Druckzone durch die zunehmende Aktivierung der Querkraftbewehrung geringer. Das entstehende Fachwerk führt dazu, dass die Risse zwischen den geneigten Druckstreben weiter in die Druckzone vordringen. Dies kann bei einer starken Dübelwirkung der Längsbewehrung ebenfalls beobachtet werden. Dabei entspricht der Einfluss der Dübel dem Einfluss eines einzelnen Bügels (Baumann u. Rüschi 1970). Durch diesen Effekt wird die Betondruckzone eingeschnürt.

Bei Bauteilen ohne oder mit sehr geringer Querkraftbewehrung kann die Druckzone aufgrund des instabilen Risswachstums während der Biegeschubbrissbildung stark beeinträchtigt werden und abplatzen. Dies führt zu einem Druckbruch am oberen Querschnittsrand des eingeschnürten Restquerschnitts. Dieses Versagen tritt erst nach dem instabilen Rissfortschritt auf, weshalb es bezüglich des Bruchmechanismus nur sekundär berücksichtigt werden sollte. Nach Bazant 1997 basieren dennoch viele bruchmechanische Modelle für das Biegeschubversagen auf der Hypothese eines Druckbruchs.

### Zusammenfassung:

Die Tragwirkung der ungerissenen Druckzone wird von folgenden Größen beeinflusst:

- Größe der Druckzonenfläche und damit die Betondruckkraft  $F_c$ ,
- die Betonfestigkeit,
- die statische Höhe  $d$ ,
- die Dübelwirkung der Längsbewehrung.

### 7.2.3.3 Traganteil der Rissuferverzahnung

Die Rissuferverzahnung wird erst nach der Überschreitung der Haftzugfestigkeit zwischen dem Zementstein und den Zuschlagsstoffen sowie gegenseitiger Parallelverschiebung der Rissufer aktiviert. Wenn die Haftzugfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlagskörnern geringer als die Zugfestigkeit der Zuschläge ist, verlaufen die Risse an den Rändern der Zuschlagskörner (Abb. 7.12). Dies ist bei normalfesten Betonen mit Druckfestigkeiten bis  $50 \text{ N/mm}^2$  der Regelfall. Durch die Parallelverschiebung entstehen lokale (durch Kornverzahnung) und globale (durch Bruchflächen) Unebenheiten in den Oberflächen beider Rissufer. Im Gegensatz zu normalfesten Betonen werden bei hochfesten Betonen und bei Leichtbetonen die Zuschlagkörner durchtrennt, wodurch der Traganteil der Rissuferverzahnung geringer wird. Der Traganteil der Rissverzahnung wird vor allem von der Rissöffnung, von der durch den Riss kreuzenden Bewehrung und von der durch die Betondruckfestigkeit dominierten Beschaffenheit der Rissoberfläche beeinflusst (Keller 2007).

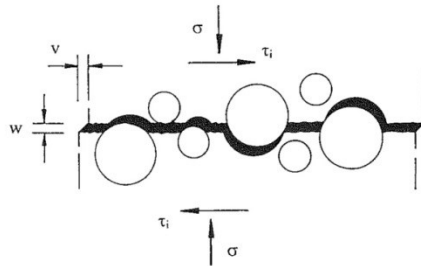


Abb. 7.12: Kornverzahnung zwischen zwei Rissufern (Zink 1999)

Die korrelierenden Einflüsse zwischen Rissöffnung  $w$  ( $w_{cr}$ ), Rissgleitung  $v$  ( $\Delta_{cr}$ ), Riss Schubspannung  $\tau_{cr}$  und Normalspannung  $\sigma_{cr}$  wurden systematisch von Walraven 1980 untersucht. Durch die Untersuchungen kann der Risswiderstand in Abhängigkeit der Scherverformungen berechnet werden. Hierzu wurde der erzeugte Riss durch eingelegte Bewehrung oder äußere Verbügelung zusammengehalten, um weitere Rissöffnungen zu verhindern (Abb. 7.13, links). Walraven 1980 entwickelte ein Modell basierend auf der Annahme, dass bei einem Einzelriss diskrete Rissufer und eine unmittelbare Verzahnung der unterschiedlich großen Zuschläge vorhanden sind. Die Kornverzahnung (aggregate interlock) bezeichnete bei früheren Betrachtungen für normalfeste Betone die Übertragung von Schubspannungen in Rissen. Der Begriff Rissreibung ist treffender, weil auch bei hochfesten Betonen und Leichtbetonen eine Kraftübertragung an den Rissflächen entstehen kann.

In Abb. 7.13, rechts sind die Schubspannungen  $\tau_{cr}$  und Normalspannungen  $\sigma_{cr}$  in Abhängigkeit der Rissöffnungsbreite  $w$  ( $w_{cr}$ ) und der Rissuferverschiebung  $v$  ( $\Delta_{cr}$ ) dargestellt. Die untersuchten Zusammenhänge wurden nach Gleichungen (7.12) und (7.13) berechnet. Die Werte von  $\mu$  und  $f_{pu}$  wurden so kalibriert, dass sich gute Übereinstimmungen für Scherversuche aus normalfesten Betonen ergeben. Das Diagramm zeigt den Einfluss des Größtkorndurchmessers  $D_{max}$ .

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu}(\mu A_n - A_t) \quad (7.12)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu}(A_n + \mu A_t) \quad (7.13)$$

mit: $w_{cr}, \Delta_{cr}$	Rissöffnung bzw. Rissgleitung [mm]
$A_n, A_t$	Summen der im Querschnitt projizierten Kontaktflächen $a_n$ und $a_t$ der Zuschlagskörner [mm <sup>2</sup> ]
$\mu = 0,4$	Reibungsbeiwert der Zementmatrix [-]
$f_{pu} = 6,39 f_{c,cube}^{0,56}$	Fließgrenze der Zementmatrix [N/mm <sup>2</sup> ]

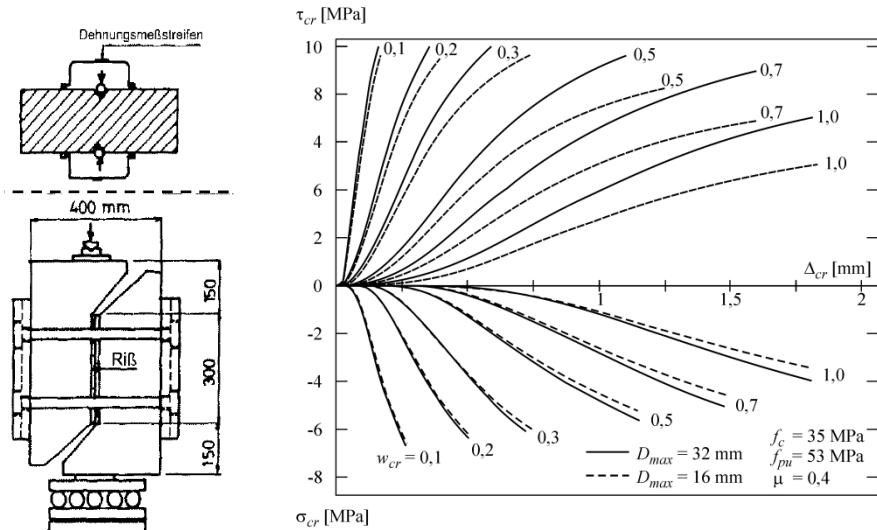


Abb. 7.13: Versuchsanordnung (links aus Keller 2007) und Übertragbare Spannungen (rechts aus Latte 2010) von Walraven 1980

Für unbewehrte Rissoberflächen wurden von Walraven 1980 Gleichungen unter Einbezug der Würfeldruckfestigkeit für die Riss Schub- und Riss Normalspannungen abgeleitet (siehe Gleichungen (7.14) und (7.15)). Die Ableitung erfolgte durch statistische Auswertung der angeführten Gleichungen. Diese gelten unter Berücksichtigung des Umformungsfaktors  $f_c \approx 0,8 \cdot f_{c,cube}$  für die aktuellen Betonfestigkeiten (Latte 2010). Nach Walraven 1980 hat der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung für die Praxis ( $D_{max} = 16$  bis 32 mm) keine große Bedeutung, weshalb dieser bei den Gleichungen (7.14) und (7.15) nicht berücksichtigt wird. Durch die vereinfachten Gleichungen lassen sich die Riss Schub- und Riss Normalspannungen als Geraden über der Rissgleitung  $\Delta_{cr}$  [mm] und unter Berücksichtigung der Rissöffnung  $w_{cr}$  [mm] darstellen.

$$0 \leq \tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + [1,8 \cdot w_{cr}^{0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{0,707} - 0,2) f_{c,cube}] \Delta_{cr} \quad (7.14)$$

$$0 \geq \sigma_{cr} = \frac{f_{c,cube}}{20} - [1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{c,cube}] \Delta_{cr} \quad (7.15)$$

Durch Umformen der Gleichungen (7.14) und (7.15) lassen sich auch die Riss-schubspannungen und die erforderlichen Rissgleitungen durch die Gleichungen (7.16) und (7.17) darstellen.

$$\tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + \left( \frac{f_{c,cube}}{20} - \sigma_{cr} \right) \frac{1,8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,07} - 0,2) f_{c,cube}}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{c,cube}} \quad (7.16)$$

$$\Delta_{cr} = \frac{f_{c,cube} - 20 \cdot \sigma_{cr}}{20} \cdot \frac{1}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{c,cube}} \quad (7.17)$$

Walraven 1980 konnte durch seine theoretischen und experimentellen Untersuchungen nachweisen, dass auch ohne Rissnormalspannungen nach einem anfänglichen Schlupf eine Kraftübertragung parallel zum Riss eintritt (siehe Abb. 7.14). Aufbauend auf der Arbeit von Walraven 1980 entwickelten Vecchio u. Collins 1986 (zitiert von Latte 2010) im Rahmen der sogenannten Modified Compression Field Theory (MCFT) für die aufnehmbaren Schubspannungen im Riss ohne Normalspannungen die Gleichung (7.18). Dabei wurde im Vergleich zur Gleichung (7.16) von Walraven 1980 der Einfluss des Größtkorndurchmessers  $D_{max}$  berücksichtigt, nicht aber der Einfluss der Rissgleitungen  $\Delta_{cr}$ .

$$\tau_{cr} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + 24 \cdot w_{cr} / (D_{max} + 16)} \quad w_{cr} \text{ und } D_{max} \text{ in [mm]} \quad (7.18)$$

Während nach Walraven 1980 ab einer kritischen Rissöffnung von ca. 1,3 mm keine Schubspannungen mehr übertragen werden können, lässt der Ansatz von Vecchio u. Collins 1986 auch bei größeren Rissöffnungen eine Berechnung zu. Durch Abb. 7.14 (b) wird der Unterschied zwischen beiden Berechnungsansätzen verdeutlicht (Latte 2010).

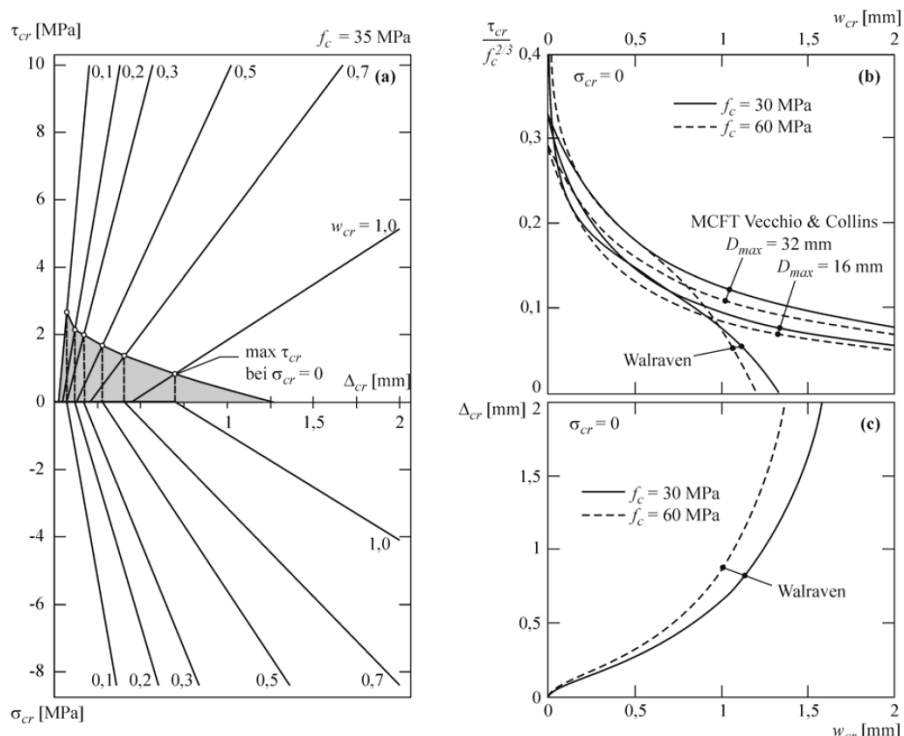


Abb. 7.14: Rissreibung ohne Normalspannungen im Riss (Latte 2010): (a) Rissreibung nach dem vereinfachten Ansatz von Walraven 1980 (Gleichung (7.14) u. (7.15); (b) Vergleich der maximalen Riss Schubspannungen nach Walraven 1980 (Gleichung (7.16)) mit der MCFT nach Vecchio u. Collins 1986 (Gleichung (7.18)); (c) erforderliche Rissgleitung nach Walraven 1980 (Gleichung (7.17))

Laible 1973 konnte nachweisen, dass eine dynamische Belastung das Rissreibungsvermögen durch eine Deformation der Rissoberflächen negativ beeinflusst. Walraven 1980 entwickelte ein Modell zur Erfassung der dynamischen Belastung auf die Rissreibungskapazität. Durch Abb. 7.15 wird verdeutlicht, dass bei jeder Belastungs- und Entlastungsphase die Rissverschiebung (Rissgleitung) infolge einer kleinen Rückverformung (0 % bis 20 % der maximalen Verformung) größer wird (Laible 1973, zitiert von Keller 2007).

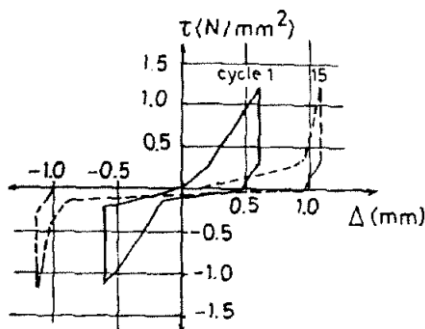


Abb. 7.15: Spannungsdehnungsverlauf bei zyklischer Belastung von Laible 1973 (Keller 2007)



*Zink 1999* schätzt die Auswirkung der Rissreibung während des stabilen Risswachstums vor dem Versagen als gering ein, obwohl für manche Modelle der Rissreibung der wesentliche Anteil am Querkraftabtrag zugewiesen wird. Durch die Dübelrissöffnung bei 0,08 bis 0,10 mm wird der Größtwert der Rissgleitung vor Beginn des Versagens bestimmt. Entsprechend der Rissneigung betragen die Öffnungen des zugehörigen Biegerisses zwischen 0,1 mm und 0,25 mm. Danach stellt sich durch die Rotation um die Risspitze eine Kombination aus Rissgleitung und Rissöffnung ein, bei denen die Rissgleitung immer kleiner als die zugehörige Rissöffnung ist. Nach *Zink 1999* können die beschriebenen Beziehungen für Rissreibung und Rissspannung nicht auf den allgemeinen Fall übertragen werden. Durch eine Biegebeanspruchung und den zugehörigen Dehnungszustand sind die Rissweiten am Rand größer und es können infolge der Rissgleitungen nur begrenzte Riss Schubspannungen abgetragen werden. Außerdem sind im Bereich der Risspitze aufgrund kleiner Rissweiten und der durch die Druckzone behinderten Rissuferverschiebungen nur begrenzte Riss Schubspannungen möglich (*Zink 1999*).

Ausschlaggebend für die Berechnung der Rissreibung ist die Kontrolle der Rissweiten. Die Auswahl mehrerer verteilter Bewehrungsstäbe führt bei gleichem Bewehrungsgehalt zu einem besseren Verbund, wodurch kleinere Rissweiten entstehen und somit eine höhere Rissuferverzahnung erzielt werden kann. Im Gegensatz hierzu wirkt sich eine Verkleinerung des Bewehrungsstabdurchmessers in den Stahlbetonbauteilen nachteilig auf die Dübelwirkung der Längsbewehrung aus. Modelle mit ausschließlich einer Beziehung zwischen Bewehrungsmenge und Querkraftwiderstand führen aus diesem Grund nicht zu einer exakten Berechnung des Querkraftwiderstandes (*Latte 2010*).

Nach dem Zahnmodell für Balken von *Reineck 1990* wird die Rissreibung erst nach dem Ausfall der Einspannung der Betonzähne sowie des Dübelrisses aktiviert.

### **Zusammenfassung:**

Die Tragwirkung der Rissuferverzahnung wird von folgenden Größen beeinflusst:

- Druckfestigkeit der Zementmatrix,
- Reibungskoeffizienten zwischen Zuschlag und Zementmatrix,
- Größe der Fläche über der ein Kontakt zwischen den Rissufern besteht,
- Rissbreite und Rissgleitung,
- Größtkorndurchmesser  $D_{max}$ ,
- Art der Belastung (dynamisch und statisch),
- Auswahl der Bewehrung (Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe).

### **7.2.3.4 Dübeltragwirkung der Biegezugbewehrung (Längsbewehrung)**

Durch die Biegeschubrisse treten zusätzlich zu den Ausdehnungen entlang der Längsbewehrung auch Rissuferverschiebungen senkrecht zur Längsbewehrung auf (Rissgleitungen). Diese können durch kreuzende Längsbewehrung aufgehalten werden. Der Beton um die eingebetteten Längsbewehrungsstäbe verbindet beide Rissufer und nimmt die durch deren Verschiebung entstehende Scherkraft auf. Diese

Kraft wird als Dübelkraft bezeichnet. Zusätzlich wird durch die Längsbewehrung ein Klaffen des sich öffnenden Schrägrisses gehemmt. Die Größe der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung hängt von der Bewehrungsmenge und ihrer Ausnutzung sowie von der Höhe und Festigkeit der Betondeckung ab (Keller 2007).

Durch den Ausfall der Verdübelungswirkung wird eine kinematische Kette ausgelöst, die zum Querkraftversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung führt. Der Ausfall der Dübelwirkung wird entweder mit dem Durchstanzen der Betondeckung und der Überschreitung der Zugfestigkeit der Bewehrung (Abb. 7.16 (d)) oder durch eine Abspaltung der unteren Betondeckung vom Rest des Bauteils erreicht (Abb. 7.16 (c)). Das Durchstanzen der Bewehrung durch die Betondeckung tritt bei kleiner Betondeckung und bei geringer Bewehrungsmenge relativ zur Querschnittsbreite auf. Wird die Betonzugfestigkeit durch die Zugspannungen infolge der Verdübelungskraft überschritten, treten Dübelrisse parallel zur Bewehrung auf. Dies führt zu einer Abspaltung der Betondeckung in Höhe der Längsbewehrungsachse über die gesamte Balkenbreite (Abb. 7.16 (b)). Bei Bauteilen mit Bügelbewehrung kann eine Zunahme der aufnehmbaren Dübelkraft festgestellt werden, wenn der Abstand  $f$  (Entfernung zwischen Schrägriss und nächstgelegenen Bügel) nicht größer als 25 mm ist (Baumann u. Rüschi 1970).

Nach Zink 1999 wird bereits in Mörsch 1922 ein wesentlicher Anteil an der Querkrafttragfähigkeit dem Einfluss der Dübeltragfähigkeit zugewiesen, ohne diesen zu berechnen. In vielen Forschungsarbeiten wird der Dübelwirkung der Längsbewehrung nur ein untergeordneter Anteil an der Querkrafttragfähigkeit zugewiesen. Dies wird durch die Begrenzung der Dübelwirkung durch die Größe der Betonzugfestigkeit begründet (Zink 1999).

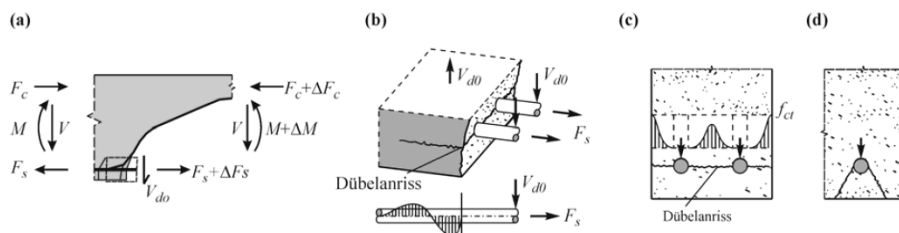


Abb. 7.16: Dübeltragwirkung (Latte 2010): (a) Innere Kräfte am Biegeschubriss; (b) Abspaltung der Betondeckung; (c) Spannungen an der Rissfläche über der Balkenbreite; (d) Durchstanzen eines einzelnen Bewehrungsstabes

Detailliertere Untersuchungen ab 1960 widerlegten die angeführten Aussagen. Es wurde festgestellt, dass die Vernachlässigung dieser Tragwirkung zu einer physikalisch nicht exakten Beschreibung des Biegeschubversagens führt. Zudem wurde festgestellt, dass der Ausfall der Dübelwirkung der Längsbewehrung eine kinematische Voraussetzung für die typische Entwicklung der Schrägrisse in die Betondruckzone darstellt (Kordina u. Blume 1985). Dies konnte für Bauteile mit geringer Nutzhöhe durch umfangreiche FE-Berechnungen von Fischer 1997 bestätigt werden. Die Dübelwirkung hat demnach einen bestimmten Anteil an der Querkrafttragfähigkeit, der für die Auswertung von Versuchsergebnissen von großer Bedeutung ist. Der Zeitpunkt des Erreichens der Dübelrisslast innerhalb des Bruchvorgangs hat einen Einfluss auf den Anteil der Dübeltragfähigkeit in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit.



und (7.20) übereinstimmen, wenn für die Betondruckfestigkeit  $f_c$  die Druckfestigkeit nass gelagerter Zylinder  $f_{cm}$  eingesetzt und von den Umrechnungsfaktoren nach Gleichung (7.21) ausgegangen wird.

$$\max V_{c,do} = 1,77 \cdot b_n \cdot \phi_s \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad (7.20)$$

$$\beta_W = f_{cm, cube200, dry} = \frac{f_{cm, cube200}}{0,92} = \frac{f_{cm, cube} \cdot 0,95}{0,92} = \frac{f_{cm} \cdot \frac{0,95}{\sim 0,8}}{0,92} \quad (7.21)$$

Durch Zugversuche von *Zink 1999* konnte festgestellt werden, dass bei einer Rissöffnung von ca. 0,15 mm die kritische Öffnung des Dübelrisses erreicht wird, bei der der Zugspannungsblock über dem Riss sein größtes Volumen aufweist und das Maximum der Dübelkraft erreicht wird. *Zink 1999* schrieb der Dübeltragwirkung generell und besonders bei den Fällen nach Abb. 7.18 nur einen geringen Anteil an dem Querkraftabtrag zu (*Zink 1999*).

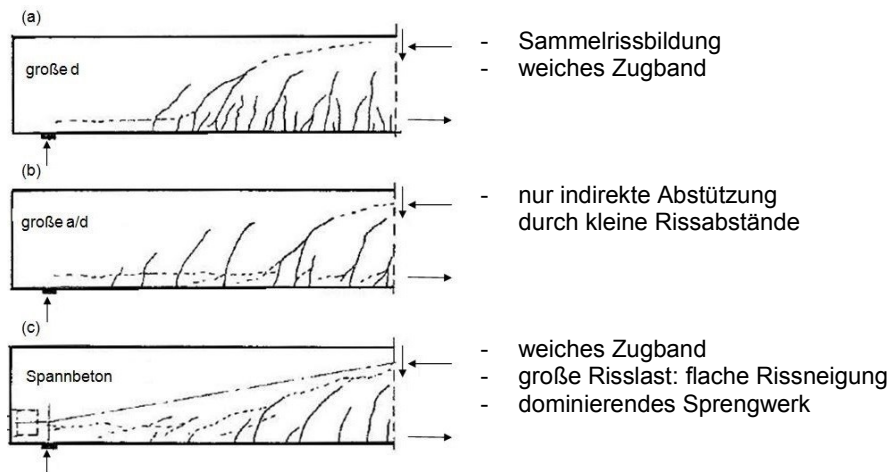


Abb. 7.18: Beispiel für einen geringen Anteil der Dübeltragwirkung an der Traglast nach *Zink 1999*

### Zusammenfassung:

Die Dübeltragwirkung wird von folgenden Größen beeinflusst:

- Betondeckung und Betonfestigkeit,
- Nettoquerschnitt und somit Längsstabdurchmesser,
- Zeitpunkt der Auslösung der Dübel während des Versagens,
- Anzahl, Abstand und Neigung der Biegerisse,
- Verlauf des Schrägrisses beim Vordringen in die Druckzone (flach oder steil).

#### 7.2.3.5 Zugtragfähigkeit im Bereich der Rissspitze (Bruchprozesszone)

Bei der Auswertung von Versuchen zum Biegezug- und Schubtragverhalten wurde eine Korrelation zwischen den im Versuch ermittelten Bruchspannungen und der

Höhe der verwendeten Probekörper festgestellt. Diese Abhängigkeit wird als Maßstabseffekt bezeichnet und mit der Kraftübertragung im Bereich der Risspitze (Bruchprozesszone) begründet (Keller 2007).

Im Regelfall wird von einem ideal spröden Verhalten des Betons beim Erreichen der Betonzugfestigkeit ausgegangen. Tatsächlich ist die Rissbildung im Beton komplex und es können Zugspannungen über den Riss aufgenommen werden. Die zur Hauptzugspannung  $\sigma_1$  senkrechten Mikrorisse bilden sich anfänglich vor dem Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  aus und schließen sich mit zunehmender Dehnung zu einem Einzelriss zusammen. Mit abfallender Dehnung in den Rissufern nimmt die Rissweite in diesem Bereich zu. Bei kleinen Rissweiten bis zu  $150\ \mu\text{m}$  können Haftspannungen und Reibung infolge der unebenen Oberflächen der Rissufer auftreten. Hierdurch können Zugspannungen übertragen werden (Remmel 1994).

Als Bruchenergie wird das Integral der Spannungs-Rissweitenbeziehung nach dem Erreichen der Zugfestigkeit bezeichnet (Zink 1999). Die Bruchenergie ist von der Festigkeit der Zementmatrix und der Gesteinskörnung, sowie von der Sieblinie, der Kornform und dem Größtkorndurchmesser abhängig. Durch die Verformung eines Stahlbetonbauteils unter Zugbeanspruchung entwickeln sich die Risse in einer Rissprozesszone. Durch die Entstehung der Risse wird das außerhalb liegende Betonvolumen entlastet. Die Rissprozesszone nimmt die freigesetzte elastische Energie auf und es entsteht ein Sammelriss. Mit Hilfe der Energiemethode der Bruchmechanik kann das Bruchverhalten und der Entfestigungsprozess beschrieben werden. Hierzu werden die Rissprozesszone und das außerhalb liegende Betonvolumen getrennt betrachtet (Latte 2010).

Hillerborg 1983 entwickelte ein anschauliches Modell der Rissprozesszone nach dem Einzelriss (Abb. 7.19). Hillerborg 1983 definierte die Länge  $l_{ch}$  als Maß für die Sprödigkeit. Nach seinen Betrachtungen beträgt die Länge der Rissprozesszone im Regelfall zwischen 0,3 und 0,5-mal der charakteristischen Länge  $l_{ch}$ . Die charakteristische Länge  $l_{ch}$  ist ausschließlich von den Materialeigenschaften abhängig, wodurch der Anteil der in der Rissprozesszone übertragenen Querkraft ebenso durch die Materialeigenschaften beeinflusst wird.

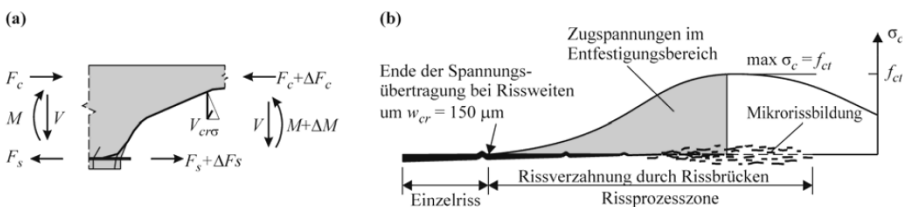


Abb. 7.19: Querkraftabtrag in der Rissprozesszone (Latte 2010): (a) Innere Kräfte am Biegeschubriss; (b) Bruchprozesszone nach Hillerborg 1983

Zink 1999 führte den Maßstabseffekt der Querkrafttragfähigkeit auf die senkrecht zum Biegeschubriss an der Risspitze in der Bruchprozesszone übertragenen Zugspannungen zurück. Es wird angenommen, dass die in der Rissprozesszone übertragene Zugkraft konstant bleibt. Durch die konstante, übertragbare Zugkraft wirkt sich die Bruchenergie auf Bauteile mit geringer statischer Nutzhöhe stärker aus als auf Bauteile mit hoher statischer Nutzhöhe. In Bezug auf den Querkraftanteil muss

ebenfalls die Rissneigung berücksichtigt werden, um den Traganteil zu berechnen. Weiterhin beeinflusst die Druckzonenhöhe den in der Bruchprozesszone übertragenen Querkrafttraganteil. Dieser Einfluss wird umso stärker, je kleiner die Druckzonenhöhe gegenüber der charakteristischen Länge mit ca.  $0,4 \cdot l_{ch}$  wird (Zink 1999).

### **7.2.3.6 Einfluss einer Normalkraft**

Drucknormalkräfte wirken sich positiv auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Dies wird mit der Vergrößerung der Druckzonenhöhe begründet. Durch eine Verkleinerung der Rissweite aller auftretenden Risse entsteht eine bessere Rissverzahnung der Rissufer. Zudem tritt bereits vor dem Biegeschubriss eine Sprengwerkwirkung der Drucknormalkraft (meist Vorspannkraft) entsprechend Abb. 7.6 auf. Dies ist mit der geneigten Druckgurtkraft bei Bauteilen mit veränderlicher Höhe zu vergleichen, welche sich ebenfalls positiv auf die Querkraft auswirkt. Eine Zugnormalkraft hat demzufolge eine umgekehrte (negative) Auswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit. Im Vergleich zu dem Einfluss durch Zugnormalkräfte wurde der Einfluss von Drucknormalkräften durch Versuche an vorgespannten Bauteilen intensiver untersucht (Keller 2007).

Nach Muttoni 2003 wirken sich Normalkräfte auf die Rissbreite aus und beeinflussen die Tragfähigkeit.

### **7.2.4 Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit**

#### **7.2.4.1 Allgemeines**

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung gibt es verschiedene Modelle. Kein theoretisches Modell wurde bis jetzt allgemein anerkannt und das Tragverhalten wird nach wie vor national und international kontrovers diskutiert. Die Berechnungsansätze unterscheiden sich nicht nur durch die berechnete Tragfähigkeit, sondern vor allem in Bezug auf die mechanische Beschreibung des Querkraftabtrags. Die Untersuchungen durch komplexe nichtlineare Finite-Elemente Methoden liefern ebenfalls keine einheitlichen Ergebnisse.

Die einzelnen Traganteile der Querkrafttragfähigkeit wurden, wie in Abschnitt 7.2.3 beschrieben, im Detail untersucht. Der Einfluss der einzelnen Traganteile auf die Querkrafttragfähigkeit wird je nach Modell und Forschungsergebnis divergent beurteilt. In manchen Modellen wird beispielsweise der Rissreibung ein großer Traganteil zugewiesen, während andere Modelle diesen Traganteil nicht berücksichtigen (Rombach u. Latte 2009).

Die normierten Modelle basieren auf empirischen Auswertungen, weil ein mechanisch konsistentes Berechnungsmodell fehlt. Durch die empirischen Modelle besteht die Gefahr, dass untergeordnete Einflussparameter nicht berücksichtigt werden. Dies kann zu Unsicherheiten bei Bauteilen außerhalb der experimentell untersuchten Bereiche führen. Zum Beispiel wurde der über 20 Jahre umstrittene Einfluss der Bauteilgröße auf die Traglast und die Versagensart erst Mitte der 60er Jahre bestätigt (Zink 1999).

Nachfolgend werden mechanisch begründete Modelle und empirische Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung vorgestellt.

### **7.2.4.2 Mechanisch begründete Modelle**

Die mechanisch begründeten Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung lassen sich in folgende Modelle aufteilen:

- Fachwerk- bzw. Bogenmodelle,
- Kamm- und Zahnmodelle,
- Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit,
- Model des kritischen Biegerisses.

#### **Fachwerk- bzw. Bogenmodelle**

Fachwerkmodelle haben insbesondere für die Querkraftbemessung von bügelbewehrten Bauteilen eine lange Tradition. Die Modellierung des Fachwerkmodells von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist davon abhängig wie das Biegemoment berücksichtigt wird. Bei der ersten Variante bleibt der Hebelarm zwischen Druck- und Zuggurt konstant, wodurch sich die Kraft in der Zugbewehrung in Abhängigkeit von dem Momentenverlauf ändert. Die diagonalen Zugkräfte werden durch Betonzugstreben aufgenommen. Bei den Bogenmodellen wird der innere Hebelarm durch das äußere Moment bestimmt und die Zugkraft in der Längsbewehrung bleibt konstant. Durch den geneigten Druckgurt wird ein Teil der Querkraft über die Druckzone abgetragen (*Ehmann 2003*).

Die Ausbildung der Bogen-Zugband-Tragwirkung wird von der Bauteilgeometrie beeinflusst. Bei geringen Schubslankheiten von  $1 < a/d < 2$  bildet sich aus dem Fachwerk meist ein Sprengwerk und die Druckdiagonale führt direkt ins Auflager (Abb. 7.20, links). Bei größeren Schubslankheiten ab  $a/d \approx 3,0$  kann sich ein Sprengwerk einstellen, wenn das Bauteil eine ausreichende Rotationsfähigkeit und ein Umlagerungsvermögen aufweist (Abb. 7.20, rechts). Die Druckzone wird eingeschnürt und die Betondruckstrebe wird von dem Biegeschubriss beeinträchtigt. Diese Streben-Zugband-Modelle basieren auf den Grundlagen der Plastizitätstheorie. Bei größeren Schubslankheiten können die Modelle aufgrund eines geringeren Verformungsvermögens im Bereich des Biegeschubrisses zu unsicheren Ergebnissen führen. Nur durch die abgeminderte Betondruckfestigkeit und durch die Berücksichtigung der Einschnürung in der Druckzone können die Streben-Zugband-Modelle realistische Ergebnisse liefern (*Latte 2010*).

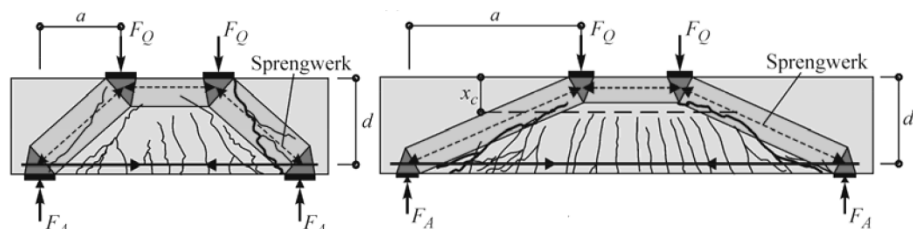


Abb. 7.20: Bogenmodelle in Abhängigkeit der Schubslankheit  $a/d$  (Latte 2010)

Leonhardt u. Walther 1962 entwickelten für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ein Bogen-Zugband-Modell. Dabei wurde dem schrägen Betondruckstab  $D$  in der Druckzone (siehe Abb. 7.21) der größte Querkrafttraganteil zugewiesen. Nach Leonhardt u. Walther 1962 werden die Schubspannungen über der Nulllinie größer und verlaufen unter der Nulllinie gegen Null. Große Schubspannungen  $\tau$  beeinträchtigen die Tragfähigkeit der Biegedruckzone. Die Ausbildung der Bogentragwirkung setzt das Vorhandensein der idealisierten Spannungsverteilung ( $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_0$ ) im Zustand II voraus. Dies ist nur möglich, wenn die Risse unter  $45^\circ$  verlaufen (Leonhardt u. Walther 1962).

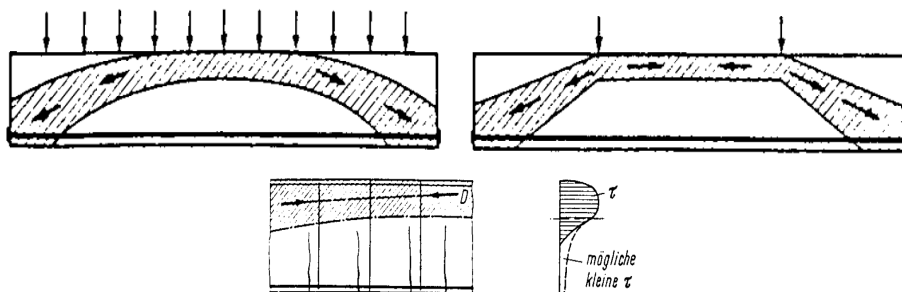


Abb. 7.21: Bogen-Zug-Modell (Leonhardt u. Walther 1962)

Collins u. Mitchel 1991 führten Versuche mit Schubslankheit von  $a/d = 1$  bis  $a/d = 7$  durch. Die rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten aus einem Stabwerkmodell waren bis zu einer Schubslankheit von ca.  $a/d \leq 2,5$  zutreffend, während die Balkenmodelle in diesem Bereich niedrigere Ergebnisse lieferten (Abb. 7.22 (a)). Es wird davon ausgegangen, dass die Balkentragwirkung infolge des Versagens der Rissreibung ausfällt. Das Versagen der Rissreibung ist eine Voraussetzung für die Ausbildung des Stabwerkmodells. Dementsprechend wird mindestens die Tragfähigkeit des Balkenmodells erreicht und das Stabwerkmodell kann zur Berechnung bei geringen Schubslankheiten angewendet werden (siehe Abb. 7.22 (a)). Um die Tragfähigkeit nach dem Stabwerkmodell ansetzen zu können müsste sichergestellt werden, dass die Druckstreben des Stabwerksmodells tatsächlich nicht von den Biegeschubrissen beeinträchtigt werden, oder man müsste die geringere Tragfähigkeit der Druckstrebe berechnet können (Latte 2010).



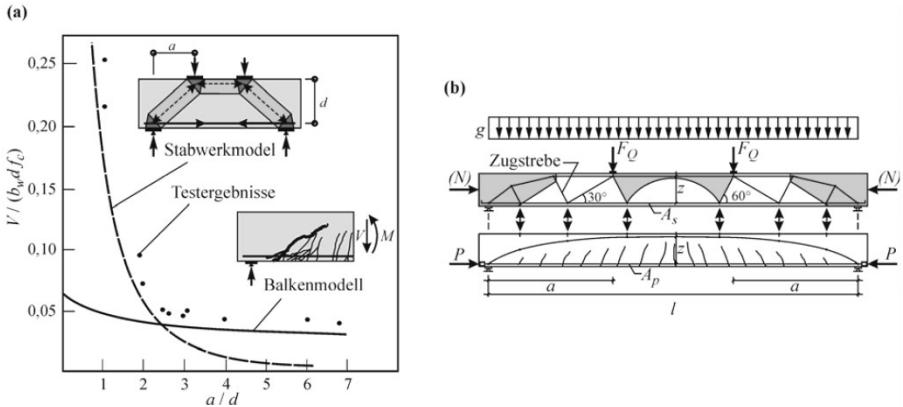


Abb. 7.22: Stabwerkmodelle: (a) Tragfähigkeit durch Stabwerk oder Balkenmodell aus der kanadischen Norm CSA 2004; (b) kombiniertes Bogen-Stabwerk-Modell von Specht u. Scholz 1995 (Latte 2010)

Unter Berücksichtigung der begrenzten Zugfestigkeit des Betons entwickelte Specht u. Scholz 1995 ein kombiniertes Fachwerk-Stützbogenmodell (siehe Abb. 7.22 (b)). Es wurde ein bogenförmiger Verlauf des Druckgurtes angenommen. Durch die Überlagerung mehrerer Bögen kann die Querkraftabtragung für unterschiedliche Schubslankheiten dargestellt werden. Die Zugstreben des Fachwerks werden in diesem Modell durch den Beton aufgenommen. Die Zugstreben in der Nähe des zum Versagen führenden Risses oder deren Anzahl müssen festgelegt werden. Bei großen Schubslankheiten ist die Ausbildung eines Druckbogens zwischen den Auflagern aufgrund der Balkenhöhe nicht mehr möglich. Es bildet sich ein Fachwerk mit unter 30° geneigten Druckstreben aus (siehe Abb. 7.22 (b)). Die Tragfähigkeit der Betonzugstrebe ist maßgebend für die Bestimmung des Versagens. Im Gegensatz dazu bestimmt die Tragfähigkeit des direkt auf den Auflagern abstützenden Druckbogens das Versagen bei gedungenen Bauteilen (Specht u. Scholz 1995).

Nach Scholz 1994 wird die Wirkung der Längsbewehrung und der Einfluss der Balkenhöhe in dem Modell nicht exakt formuliert. Diese konnte durch einen Vergleich seines Modells mit Versuchsergebnissen bestätigt werden. Daraufhin erweiterte er das Modell durch eine Koeffizientenanpassung mittels einer Regressionsanalyse. Hierdurch wurde das Modell um eine empirische Komponente erweitert. Trotzdem lieferte das Rechenmodell im Vergleich zu empirischen Ansätzen keine genaueren Ergebnisse (Scholz 1994).

Nach Zink 1999 kann das theoretische Versagen der Druckstrebe oder der Zugstrebe bei Fachwerk- bzw. Bogenmodellen nicht maßgebend für die Tragfähigkeit sein. Nach seiner Theorie wird die Tragfähigkeit der Druckzone nicht erreicht, weil der Schubriss die Druckzone vorzeitig durchtrennt. Die Tragfähigkeitssteigerung bei Bogenmodellen resultiert seines Erachtens aus dem Tragsystem (Spannweite, Symmetrie der Lasteinleitung, Bewehrungsgrad und Art der Vorspannung) und nicht aus der Querschnittsgeometrie. Nach Zink 1999 hängt die Tragfähigkeit von der Entstehung des Versagensrisses ab. Der über die Versagensrisslast hinausgehende

Traganteil des Bogen-Zugbands wird aufgrund des instabilen Rissfortschritts nicht einbezogen (Zink 1999).

Kani 1968, Fischer 1997 und Görtz 2004 weisen den Fachwerk- bzw. Bogenmodellen ein sekundäres Tragverhalten zu. Der annähernde oder vollständige Ausfall der wesentlichen Tragkomponente wie die Dübelwirkung der Längsbewehrung und die Rissuferverzahnung des Schubrisses sind nach deren Annahme die Voraussetzung für das Auftreten des Bogentragverhaltens. Nach Fischer 1997 ist der Ausfall der Dübelwirkung für die Ausbildung eines Druckbogens erforderlich. Die Entstehung des Dübelrisses führt zu großen Verformungen und somit zu einer Rotation um die Risspitze.

### Kamm- und Zahnmodelle

Ein idealisiertes Biegeschubbild dient als Grundlage für die Kamm- und Zahnmodelle. Die angenommene Zahngeometrie basiert auf Rissbildern von kleinen Balken. Die Rissgeometrie kann im Regelfall durch eine polynomische Funktion angenähert werden. Mit Hilfe von Versuchen konnte beobachtet werden, dass sich bei mittleren und großen Bauteilhöhen durch Sammelrissbildung eine andere Zahngeometrie ausbildet. Die Zahnmodelle liefern, durch die Modellierung der Querkraftanteile in der gerissenen Zugzone, ein gutes Verständnis für die tatsächliche Mechanik des Biegeschubbruchs. Danach hat die Kraftübertragung über die Risse einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit (Zink 1999).

Die verschiedenen Zahnmodelle unterscheiden sich entweder durch das angenommene Rissbild oder durch die Schubspannungsverteilung über den gerissenen Querschnitt. Während bei einfachen Modellen eine konstante Spannungsverteilung angenommen wird, berücksichtigen detailliertere Modelle den Abfall der Schubspannungen an der Risspitze infolge fehlender Rissgleitung (Ehmann 2003).

Kani 1964 entwickelte das Modell mit dem in die Druckzone eingespannten Betonzahns. Grundlage des Modells ist die kammartige Ausbildung eines Bauteils durch eine steigende Belastung. Dabei bilden sich Betonzähne zwischen den Biegeschubrissen, die in die Betondruckzone (Kammrücken) biegesteif eingespannt werden (siehe Abb. 7.23). In den als Kragarm fungierenden Betonzahn werden, aufgrund des veränderlichen Momentes, Differenzzugkräfte über den Verbund der Längsbewehrung eingeleitet. Die resultierende Biegebeanspruchung führt zu einer Rotation des Biegeschubrisses. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit an der Einspannung wird die Tragfähigkeit der Betonzähne erreicht und eine weitere Last kann nur noch durch die Ausbildung eines Sprengwerks aufgenommen werden (Kani 1964).

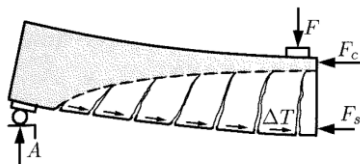


Abb. 7.23: Zahnmodell nach Kani (Kani 1964)

Während *Kani 1964* die Tragfähigkeit auf die Biegetragfähigkeit des Betonzahns und die Betondruckzone zurückführt, berücksichtigen aktuelle Modelle auch die Querkraftanteile Rissverzahnung und Dübelwirkung (*Fenwick u. Paulay 1968, Taylor 1974* und *Reineck 1990*).

*Fenwick u. Paulay 1968* sowie *Taylor 1974* haben durch Querkraftversuche mit ausgeschalteten Tragwirkungen der Zugzone die Zahnmodelle näher untersucht. Die Rissreibung wurde durch künstliche, glatte Biegerisse und die Dübelwirkung durch Umwickeln der Längsbewehrung ausgeschaltet. Durch Ankerplatten zwischen den Rissen wurde der Verbund sichergestellt. Die Balken versagten durch das Ausbrechen der Betonzähne. Die Auswertung der Versuche verdeutlicht, dass die Kraftübertragung über die Rissufer für den Querkraftabtrag in der Zugzone von großer Bedeutung ist. Die Tragfähigkeit der Balken mit ausgeschalteter Tragwirkung der Zugzone war geringer als bei den Referenzversuchen und es entwickelte sich ein Biegeschubbruch. Zudem konnte beobachtet werden, dass die Rissufergleitung nicht nur durch die Rissöffnung gekrümmter Risse, sondern auch durch die Biegeverformung der Zähne hervorgerufen wird. Wegen der eingebauten glatten Risse kam es zu keiner Kraftübertragung im Bereich der Risspitze (Wirkung der Bruchprozesszone). Durch den senkrecht zur Längsachse verlaufenden erzwungenen Riss entwickelt sich die Rissbildung zu Versuchsbeginn senkrecht zur Balkenachse. Die Druckzone und deren Querkraftanteile wurden hierdurch beeinflusst. Die Kräfte im Bereich der Risspitze verliefen parallel zur Balkenachse und die Bruchprozesszone lieferte keinen Beitrag zum Querkraftabtrag (*Fenwick u. Paulay 1968* und *Taylor 1974*).

In Abb. 7.24 ist der Einfluss eines senkrechten künstlichen Risses auf die Schubspannung in der Bruchprozesszone dargestellt.

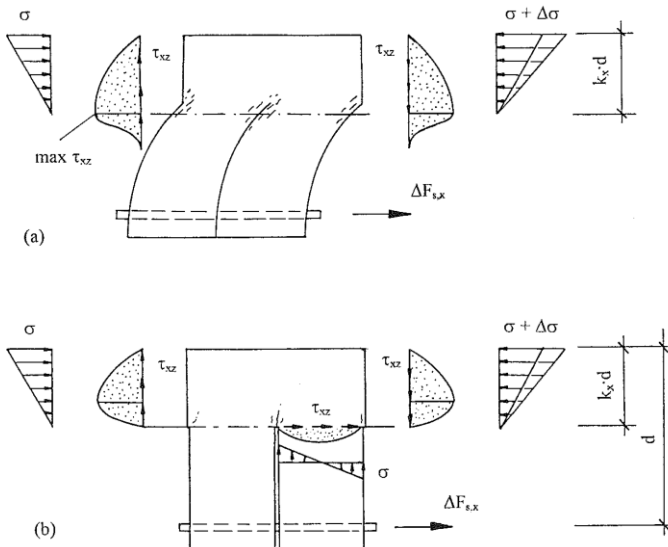


Abb. 7.24: Einfluss künstlicher, glatter Biegerisse (*Zink 1999*) – ohne künstlichen Riss (oben) und mit künstlichem Riss (unten)

Nach den Feststellungen von *Fenwick u. Paulay 1968* erweiterte Kani sein Modell und berücksichtigte die Querkraftanteile der Rissverzahnung und der Dübelwirkung. Zudem wurde der Verlauf der Schubrisse berücksichtigt. Diese neigen sich in Abhängigkeit der Laststeigerung in Richtung der Lasteinleitung. Infolge der Rissentwicklung ergibt sich eine gegenseitige Verschiebung der Rissufer, die zu einer Rissuferverzahnung führt (*Kani 1968*).

Auf Basis des Zahnmodells entwickelte *Reineck 1990* einen mechanisch begründeten Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit. Die Traganteile der Rissreibung, Zahnbiegung, Dübelwirkung und Biegung wurden unter Einbeziehung von Verformungs- und Verträglichkeitsbeziehungen berücksichtigt. Zur Festlegung der Rissgeometrie wurden verschiedene Rissbilder ausgewertet. *Reineck 1990* nimmt eine Rissneigung von  $60^\circ$  und einen Abstand der Risse von 70 % der unter reiner Biegung berechneten Risshöhe an (Abb. 7.25).

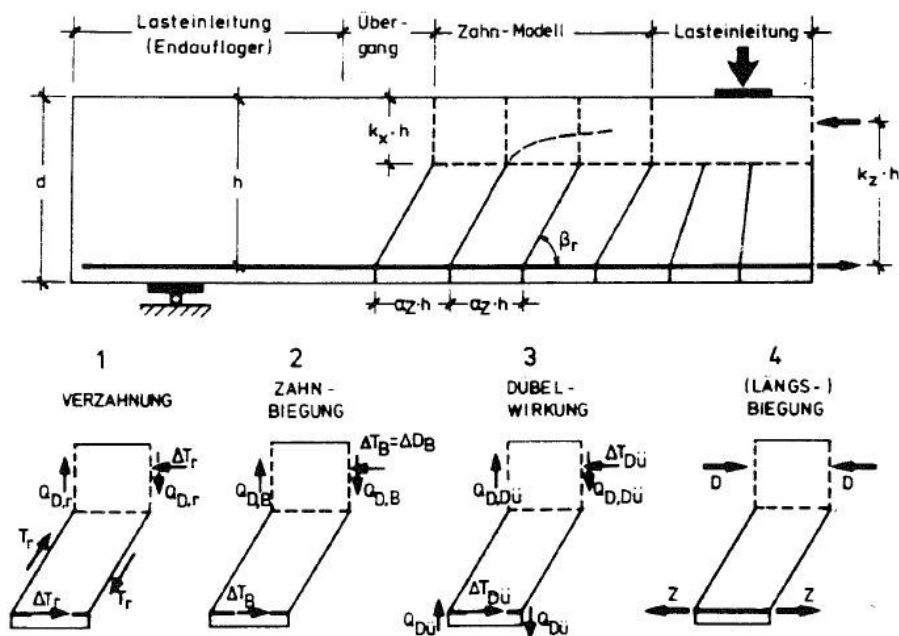


Abb. 7.25: Zahnmodell und Aufteilung der Querkrafttraganteile (*Reineck 1990*)

Nach dem Modell von *Reineck 1990* wird die Querkraft überwiegend durch die Traganteile in der Zugzone, wie die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung, übertragen. Nach seinem Modell wird bis zu 60 % der Querkrafttragfähigkeit der Rissreibung zugewiesen. Die Differenzkraft der Bewehrung in der Zugzone wird so lange durch die Einspannung des Betonzahns über die Druckzone aufgenommen, bis die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird. Die aktivierte Rissreibung und Dübelwirkung gleicht den Verlust der Einspannung des Betonzahns aus. Durch den Ausfall der Traganteile der Zugzone kann der Riss ungehindert in die Druckzone wachsen, bis es zum Versagen kommt (*Reineck 1990*).

Zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit dem mechanischen Modell greift *Reineck 1990* auf empirische Ansätze zur Bestimmung der einzelnen Traganteile und

auf eine vereinfachte Annahme zur Rissgeometrie zurück (Latte 2010). Die Gleichungen (7.22) bis (7.24) geben den von Reineck 1990 abgeleiteten Bemessungsansatz wieder. Nach Latte 2010 führt dieser bei einer Auswertung der Versuchsdatenbank zu einem Variationskoeffizienten von 20 % und liefert somit keine Verbesserung zum Ansatz nach DIN EN 1992-1-1.

Nach Görtz 2004 wird bei dem Ansatz von Reineck 1990 der Anteil der Dübelwirkung unterschätzt und der Traganteil der Rissuferverzahnung insbesondere im Vergleich mit dem Druckzonentraganteil überschätzt.

$$V_{Rm,c} = \frac{0,4 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ct} + V_{do}}{\left(1 + 0,16 \frac{f_{ct}}{f_{ck}} \cdot \lambda \cdot \left(\frac{a}{d} - 1\right)\right)} \quad (7.22)$$

mit:  $f_{ct}$  Zugfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]:

$$f_{ct} = 0,246 f_{ck}^{2/3}$$

$V_{do}$  Dübelkraft nach Gleichung (7.24) [MN] mit  $f_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>] und  $d$  [m]

$\lambda$  dimensionsloser Beiwert zur Bestimmung der Rissreibungs- und Rissweitenbeziehung nach Gleichung (7.23)

$$\lambda = \frac{f_{ck} \cdot d}{E_s \cdot \rho_l \cdot w_u} \quad (7.23)$$

mit:  $w_u$  maximale Rissöffnung  $w_u = 0,9$  [mm]

$$\frac{V_{do}}{b_w \cdot d \cdot f_{ck}} = 1,4 \cdot \frac{\rho_l^{8/9}}{f_{ck}^{2/3} \cdot d^{1/3}} \quad (7.24)$$

### Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit

Bei den Modellen auf Basis der Druckzonentragfähigkeit wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung hauptsächlich auf die Tragwirkung der ungerissenen Druckzone zurückgeführt. Nach der Rissbildung können keine Kräfte senkrecht zu den Rissen übertragen werden, weshalb die Querkraft durch die ungerissene Druckzone aufgenommen wird. Die Querkrafttragfähigkeit eines auf Querkraft und Biegung beanspruchten Stahlbetonbalkens ist nach diesen Modellen erreicht, wenn die Hauptzugspannungen in der Druckzone überschritten werden. In den letzten Jahren wurden diese Modelle intensiver analysiert (Latte 2010).

Das von Zink 1999 entwickelte Modell für Bauteile mit Schubslankheiten  $a/d \geq 3$  basiert auf der Druckzonentragfähigkeit. Der Druckzonenteil wird als Haupttraganteil durch einen mechanischen Ansatz bestimmt. Weitere Tragkomponenten werden über empirische Korrekturfaktoren berücksichtigt, die anhand einer Versuchsdatenbank mit Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung ermittelt wurden.

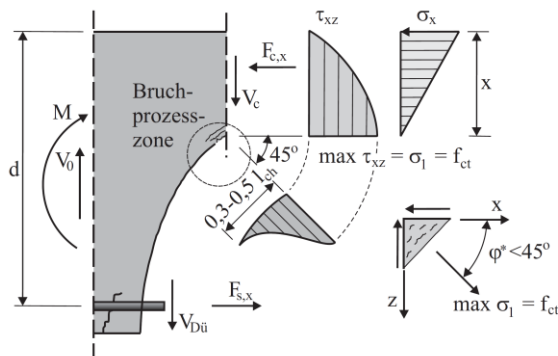


Abb. 7.26: Querkraftmodell nach Zink 1999 (Latte 2010)

Für die Schubspannungen innerhalb der Druckzone wird von einem parabelförmigen Verlauf mit der Völligkeit 2/3 entsprechend der Dübelformel ausgegangen, weil diese von der Differenz der annähernd linear verteilten Normalspannungen abhängig sind (siehe Gleichung (7.2)). Nach Zink 1999 wird die Druckzonenhöhe  $x$  mit einer linear elastischen Druckspannungsverteilung bestimmt (siehe auch Abschnitt 7.2.3.2). Der Grundwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_0$  wird durch die Integration der Schubspannung in der Druckzone berechnet. Der Maßstabseffekt wird auf das Entfestungsverhalten des Betons unter Zugbelastung zurückgeführt (Bruchprozesszone). Zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts führte Zink 1999 den Parameter  $k(l_{ch} / d)$  ein, der das Verhältnis der charakteristischen Länge  $l_{ch}$  nach Hillerborg 1983 zur statischen Nutzhöhe  $d$  bruchmechanisch beschreibt. Eine gute Korrelation des eingeführten Parameters ergibt sich mit dem Exponentialansatz  $k(l_{ch} / d) = (5 \cdot l_{ch} / d)^{1/4}$ . Zink 1999 stellt einen leichten Einfluss der Schubschlankeheit  $a / d$  infolge "tension stiffening" (Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen) fest. Zur Berücksichtigung dieses Effekts wurde der Faktor  $k(a / d)$  eingeführt, der bei  $a / d = 4$  den Wert 1,0 annimmt. Die Änderung im Bereich zwischen  $a / d = 3$  und  $a / d = 6$  wird mittels eines Exponenten beschrieben, der aus der Regressionsanalyse an Schubversuchen zu 0,25 ermittelt wurde. Hierdurch wird der Einfluss des Biegemomentes auf die Querkrafttragfähigkeit ausschließlich über das geometrische Maß der Schubschlankeheit berücksichtigt (Zink 1999).

Die zum Versagen führende Schubbrisslast  $V_{sr}$  kann nach Gleichung (7.25) durch die Multiplikation des Grundwerts  $V_0$  und der beiden Faktoren  $k(a / d)$  und  $k(l_{ch} / d)$  berechnet werden.

$$V_{sr} = V_0 \cdot k\left(\frac{a}{d}\right) \cdot k\left(\frac{l_{ch}}{d}\right) = V_0 \cdot \left(\frac{4d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \quad (7.25)$$

mit:  $V_0$  Grundwert nach Gleichung (7.7) (siehe Abschnitt 7.2.3.2)

$l_{ch}$  charakteristische Länge nach Hillerborg 1983 [mm]:

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2}$$

$G_f$  Bruchenergie des Betons:

$$G_f = \begin{cases} 0,0307 \text{ [mm]} \cdot f_{ct} & \text{für } f_{ct} \leq 80 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ 143 \text{ [N/m]} & \text{für } f_{ct} > 80 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{cases}$$



die Ausbildung des Horizontalrisses ist nach *Fischer 1997* eine notwendige und hinreichende Voraussetzung für das Versagen. Die Integration der Normalspannungen in diesem Horizontalriss lässt darauf schließen, dass die Verdübelungskraft allein kein Maß für die Querkrafttragfähigkeit sein kann. Im Gegensatz zu dem Modell nach *Zink 1999* wird bei dem Modell nach *Fischer 1997* keine eigenständige Formulierung der Druckzone aufgeführt. Die Berechnung des Traganteils der Druckzone erfolgt indirekt anhand einer Momentengleichgewichtsbetrachtung (*Fischer 1997*).

In Anlehnung an die Vorgehensweise von *Fischer 1997* beschreibt *Görtz 2004* den Verlauf des Versagensrisses mathematisch durch eine Exponentialgleichung 4. Grades (siehe Gleichung (7.26)).

$$\frac{y}{d} = \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{x}{a}} \quad \text{dabei liegt } x_0, y_0 \text{ im Rissbeginn zwischen } 0,3 \cdot a \text{ und } 0,6 \cdot a \quad (7.26)$$

Die Schubspannungsanteile und Normalspannungsanteile werden entlang des Risses in Abhängigkeit von der Rissgleitung und der Rissöffnung berechnet. Hierzu werden die Rissreibungsgesetze von *Walraven 1980* herangezogen. Die Versagenslast wird durch die Begrenzung der Rissufergleitung  $v_a = 0,1 \text{ mm}$  als Grenzkriterium für den Ausfall der Dübelwirkung angenommen. Aufgrund einer Schubspannungskonzentration bildet sich der für Bauteile mit Biegeschubversagen typische Sekundärriss aus (siehe Abb. 7.28). *Görtz 2004* begrenzt bei seinen Untersuchungen deshalb die maximale Schubspannung im Riss auf  $\tau_{cr} = 0,5 \cdot f_{ct}$  (*Görtz 2004*).

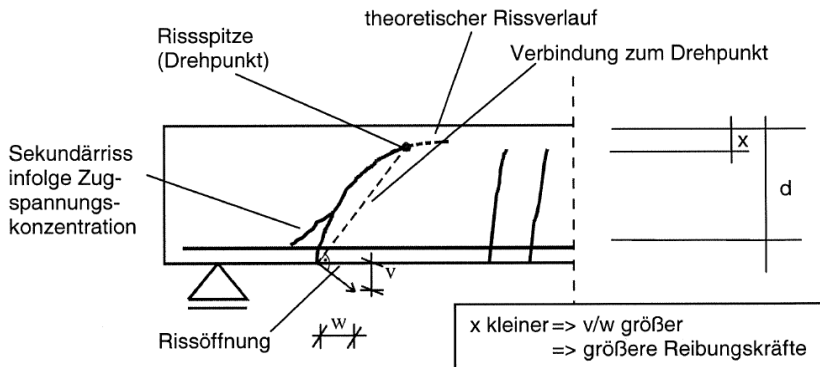


Abb. 7.28: Der zum Versagen führende Sekundärriss: Verhältnis zwischen Rissbreite und Rissuferverschiebung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe (*Görtz 2004*)

Die Versagenslast nach *Görtz* ergibt sich aus der Addition der Traganteile:

$$V_{cal} = V_{c,comp} + V_{c,r} + V_{c,do} \quad (7.27)$$

mit:  $V_{c,comp}$  Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone nach (*Zink 1999*) siehe Gleichung (7.7), Seite 155:

$$V_{c,comp} = \frac{2}{3} b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct}$$



$V_{c,r}$  Tragfähigkeit der Rissreibung mit  $\tau_{c,r}$ ;  $\sigma_{c,r}$  nach *Walraven 1980*  
siehe Gleichungen (7.14) u. (7.15), Seite 158:

$$V_{c,r} = \int_r (\tau_{c,r} \cdot \sin \beta_r - \sigma_{c,r} \cdot \sin \beta_r) dr$$

$V_{c,do}$  Tragfähigkeit der Dübelwirkung:

$$V_{c,do} = \max V_{do} \cdot \frac{v_A [\text{mm}]}{0,1}$$

$\max V_{do}$  maximale Dübelkraft beim Erreichen von  $v_A = 0,1$  mm nach  
*Baumann u. Rüschi 1970*:

$$\max V_{do} = 1,77 \cdot d_s \cdot b_n \cdot \sqrt[3]{f_c}$$

$v_A$  gegenseitige vertikale Verschiebung der Rissufer auf Höhe der  
Längsbewehrung (siehe Abb. 7.29); der Maximalwert wird zu  
0,1 mm angenommen

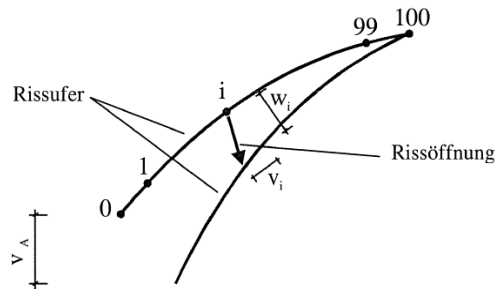


Abb. 7.29: Vertikale Verschiebung der Rissufer  $v_A$  (Görtz 2004)

Durch die realitätsnahe Berücksichtigung der Einzeltragkomponenten innerhalb eines Gesamtmodells lassen sich Versuche aus der Literatur gut abbilden. Nach *Görtz 2004* ist die ungerissene Druckzone  $V_{c,comp}$  der dominierende Anteil an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit. Der Anteil der Dübelwirkung und der Rissuferverzahnung  $V_{c,r} + V_{c,do}$  liegt zusammen bei 30 % bis 40 % der Gesamtquerkrafttragfähigkeit.

Bei den aufgeführten Modellen wurde die maximale Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung auf die Schrägrisslast zurückgeführt. *Keller 2007* bestätigt, dass eine über die Schrägrisslast hinausgehende Tragfähigkeit nicht ausgeschlossen ist. Dies ist vor allem bei Spannbetonbauteilen zu beobachten. Somit ist die Tragfähigkeit nach *Keller 2007* nicht automatisch mit der Schrägrissbildung erschöpft.

Wie bereits erläutert ist eine Laststeigerung nach der Schrägrisslast durch eine Lastumlagerung in ein Sprengwerk möglich. Diese Lastumlagerung erfolgt jedoch nur, wenn die Sprengwerktragfähigkeit größer als die Schrägrisslast ist und das Bauteil die notwendige Rotationsfähigkeit aufweist. Nach *Keller 2007* hat ein Bauteil demnach die unterschiedlichen Tragkapazitäten Biegeschubrisslast  $V_{sr}$  und Spreng-

werktragfähigkeit  $V_{sp}$ . Der größere Wert von beiden Versagenslasten ist für die Bruchlast  $V_u$  ausschlaggebend.

Bei Stahlbetonbalken aus normalfesten Betonen ist eine Laststeigerung durch die Aktivierung eines Sprengwerks in den meisten Fällen nicht möglich. Im Gegensatz dazu ist bei Bauteilen aus Leichtbeton aufgrund der geringeren Betonzugfestigkeit die Schräglast kleiner als die Sprengwerktragfähigkeit. Bei vorgespannten Balken ist die Sprengwerktragfähigkeit ebenfalls größer als die Schrägrisslast, weil die zusätzliche Vorspannkraft eine Erhöhung der Sprengwerktragfähigkeit bewirkt. Das Modell nach *Keller 2007* zur Bestimmung der Sprengwerktragfähigkeit basiert auf einer einfachen in der Praxis handhabbaren Bestimmungsgleichung (siehe Gleichung (7.28)). *Keller 2007* nimmt an, dass das Versagen eines Sprengwerks entweder durch das Erreichen der maximalen Biegezugbewehrung  $Z_{max}$  oder durch das Überschreiten der Druckstrebentragfähigkeit  $D_{max}$  hervorgerufen wird (*Keller 2007*). Durch die Multiplikation des Grundwertes  $V_{sp,0}$  mit Faktoren zur Berücksichtigung der Betondruckzoneneinschnürung infolge der Schrägrisse und der reduzierten Druckstrebenkraft bei gegliederten Bauteilen wird die Querkrafttragfähigkeit berechnet. Die Auswertung ihrer Versuche ergab sowohl für Stahlbeton-, Spannbeton- als auch für nicht vorgespannte Leichtbetonbalken gute Übereinstimmungen. Ebenfalls wird bestätigt, dass die rechnerische Sprengwerktragfähigkeit bei Stahlbetonbauteilen ohne Vorspannung experimentell nur schwer nachgewiesen werden kann. Ihr Modell widerspricht nicht den gewonnenen Feststellungen aus den Versuchen, dass bei Stahlbetonbauteilen die Schrägrisslast als Versagenslast angesetzt werden muss, sondern verdeutlicht dies (*Keller 2007*).

$$V_{sp} = k \left( \frac{b_w}{b} \right) \cdot k \left( \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \cdot V_{sp,0} \quad (7.28)$$

### **Model des kritischen Biegerisses**

Nach *Muttoni 1990* ist die Querkrafttragfähigkeit von der Bildung und dem Verlauf der Risse in den Platten und Stegbereichen von Trägern abhängig. Die Plastizitätstheorie kann für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nicht angesetzt werden, weil die Tragfähigkeit von der Rissweite der Biegeschubrisse, die die angenommene Druckstrebe kreuzen, abhängig ist.

In Abhängigkeit der Biegerisse können sich drei verschiedene Tragwirkungen durch die Betondruckstreben und Zugbänder einstellen (Abb. 7.30). Bei der „Konsolenwirkung“ wird die Querkraft von der Druckzone aufgenommen. Durch die Rissverzahnung (Verzahnungswirkung) werden die Betondruckkräfte über die Risse übertragen. Die Querkräfte der Dübelwirkung werden von der Längsbewehrung als Schubkräfte aufgenommen. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich aus der Kombination der drei Tragwirkungen.

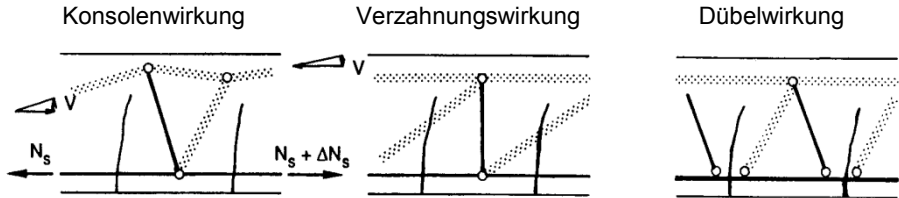


Abb. 7.30: Mögliche Tragwirkungen zur Aufnahme der Querkraft beim Vorhandensein von Biegerissen (Muttoni 1990)

Die drei Tragwirkungen versagen durch das Durchtrennen der Zugbänder infolge auftretender Risse. Wenn sich keine Sprengwerk- oder Bogentragwirkung einstellen kann, versagt das Bauteil. Die geneigte Betondruckstrebe wird von dem kritischen Biegeschubriss gekreuzt. Durch die relativ große Rissbreite kann nur eine eingeschränkte Querkraft durch die Betondruckstrebe aufgenommen werden und das Spannungsfeld nach der Plastizitätstheorie kann sich nicht vollständig einstellen (siehe Abb. 7.31). Aus diesem Grund ist bei gewöhnlichen Längsbewehrungsgraden nicht die Biegetragfähigkeit sondern die Querkrafttragfähigkeit maßgebend (Muttoni 1990).

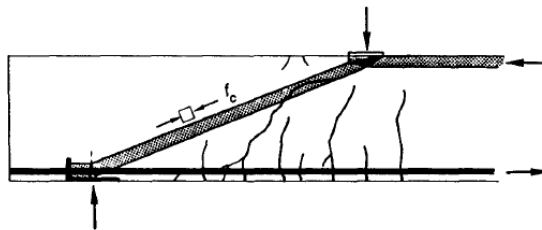


Abb. 7.31: Bruchbild im Vergleich mit der Sprengwerk- bzw. Bogentragwirkung (Muttoni 1990)

Nach dem Modell des kritischen Biegeschubrisses (Muttoni 2003) wird das Versagen eines Stahlbetonbauteils auf den Ausfall der Rissreibung zurückgeführt. Es wird angenommen, dass die aktivierbare Rissreibung von der Rissöffnung abhängt. Die Rissöffnung hängt demnach von der Dehnung  $\varepsilon$  im kritischen Riss, dem Größtkorndurchmesser  $D_{max}$  des Zuschlags und der statischen Nutzhöhe  $d$  ab. Die primären Einflussgrößen sind nach Muttoni 2003:

- Betonfestigkeit,
- Rissbreite im kritischen Biegeschubriss,
- Größtkorndurchmesser und Festigkeit der Gesteinskörnung.

In seinem Modell wird die  $M/V$ -Beziehung berücksichtigt. Eine fehlende  $M/V$ -Beziehung ist der Grund für die Ungenauigkeit von Modellen, die sich nicht auf das Systemversagen, sondern auf ein Querschnittversagen beziehen. Muttoni 2003 weist darauf hin, dass bei der Nachweisführung nach DIN EN 1992-1-1 der Nachweis an einer Stelle geführt wird, an der das Querkraftversagen nicht auftritt.

Muttoni 2003 unterstellt, dass sich der kritische Bereich in einem Schnitt (Kontrollschnitt) um  $0,5 \cdot d$  von der Lasteinleitung und  $0,6 \cdot d$  von der Betonoberfläche entfernt befindet (siehe Abb. 7.32). Hierdurch ergeben sich folgende Beziehungen:

$$\frac{V_{Rm,c}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,3}{0,9 + 2,3 \cdot \varepsilon \cdot d \cdot k_{dg}} \quad (d \text{ in [mm]}) \quad (7.29)$$

mit:  $\varepsilon$  Längsdehnung:

$$\varepsilon = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - x}{d - x}$$

$x$  Druckzonenhöhe:

$$x = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{2E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right)$$

$k_{dg}$  Größtkorndurchmesser:

$$k_{dg} = \frac{48}{D_{max} + 16} \quad (D_{max} \text{ in [mm]})$$

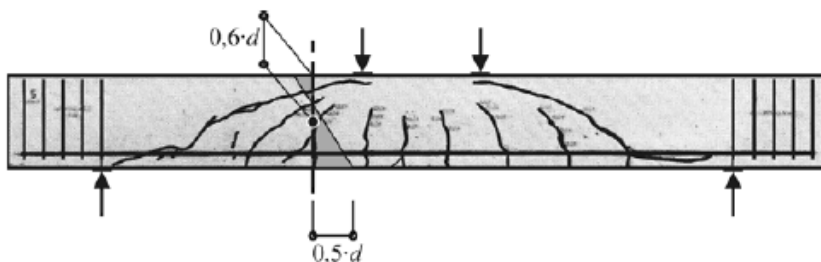


Abb. 7.32: Lage des Kontrollschnittes und der korrelierten Längsdehnungen nach *Muttoni 2003* (aus *Latte 2010*)

Die Ermittlung der Längsdehnung  $\varepsilon$  im kritischen Bereich erfolgt auf Grundlage der elastischen Biegetheorie. Zudem wird davon ausgegangen, dass die Querschnitte eben bleiben und dass die Betonzugfestigkeit sowie der Einfluss der Querkraft in Bezug auf die inneren Kräfte vernachlässigt werden können. Das Mitwirken des Betons auf Zug wird bei der Bestimmung der Längsdehnung  $\varepsilon$  nicht berücksichtigt.

In Gleichung (7.29) wird der Einfluss der Betonfestigkeit und des Größtkorndurchmessers  $D_{max}$  berücksichtigt. Bei hochfestem Beton und bei Leichtbeton ist  $D_{max} = 0$  einzusetzen, weil der kritische Riss durch die Zuschlagskörner verläuft (*Muttoni 2003*). Die Koeffizienten für die Gleichungen (7.29) wurden mittels einer Regressionsanalyse mit einer Datenbank von Versuchsergebnissen festgelegt. „Der Ansatz ist somit kein rein mechanisches Modell, sondern besitzt eine empirische Komponente.“ (*Latte 2010*)

Aufgrund der aufwändigen Berechnung der Längsdehnung  $\varepsilon$  vereinfachte *Muttoni 2003* seinen Ansatz für Bemessungszwecke (Gleichung (7.31)). Die Druckzonenhöhe wird zu  $x = 0,35 \cdot d$  angenommen. Es wird davon ausgegangen, dass die Bewehrungsdehnung mit der Biegebeanspruchung  $M_{Ed}$  direkt gekoppelt ist, und dass die Streckgrenze zusammen mit dem Biege widerstand  $M_{Rd}$  erreicht wird. Wird Gleichung (7.30) in Gleichung (7.29) eingesetzt, ergibt sich Gleichung (7.31).

$$\varepsilon = \varepsilon_s \cdot \frac{0,6 \cdot d - x}{d - x} \cong 0,41 \cdot \varepsilon_s = 0,41 \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \cong 0,0009 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \quad (7.30)$$

$$\frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot d \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c}} = \frac{0,3}{1 + 2,2 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \cdot d \cdot k_{dg}} \quad (d \text{ in [mm]}) \quad (7.31)$$

Durch das Modell werden die grundsätzlichen Aussagen von *Muttoni 2003* wiedergegeben. „Der vorzeitige Schubbruch von Platten ohne Querkraftbewehrung resultiert aus einer mangelhaften Rissuferverzahnung“ und „die Einflüsse von Plattenschlankheit und Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung auf den Querkraftwiderstand dürfen nicht vernachlässigt werden“. Der Ansatz von *Muttoni 2003* ist die Grundlage für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach *Model Code 2010*, der im folgenden Abschnitt eingehender beschrieben wird.

#### 7.2.4.3 Empirische Modelle mit mechanisch begründeten Eingangsgrößen

Die Bemessungsmodelle der Normen basieren auf empirischen Modellen mit mechanisch begründeten Eingangsgrößen. Dabei wird der gleichmäßige Zusammenhang der Eingangsgrößen durch Versuchsdatenbanken statistisch ermittelt. Die teilweise großen Streuungen zwischen den Modell- und Versuchswerten können auf nicht erfasste Parameter zurückgeführt werden. Der Bemessungsansatz nach *DIN EN 1992-1-1* weist eine gute Korrelation zu experimentellen Werten auf. Eine genauere Modellierung der Querkraftabtragung ist nicht zwingend notwendig. Solange kein mechanisches Modell zur Absicherung vorliegt, können jedoch durch die prinzipbedingte Zufälligkeit der ausgewählten Datenbasis einige Faktoren nicht oder nur unzureichend erkannt werden (*Latte 2010*).

Neben dem Modell nach *DIN EN 1992-1-1* wird ein aktuelleres Modell nach *Model Code 2010* vorgestellt.

#### Bemessungsmodell nach DIN EN 1992-1-1

Der Bemessungsansatz nach *DIN EN 1992-1-1* für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung ist ein empirischer Ansatz mit mechanischem Hintergrund. Der Bemessungsansatz ist auf neuste Untersuchungen und statistische Auswertungen gestützt. Er bezieht sich auf gerissene Bauteile, bei denen das Versagen schlagartig durch einen in die Druckzone vordringenden Riss zustande kommt. Der Bruch erfolgt spröde und die maximale Stahlspannung in der Längsbewehrung kann deutlich unterhalb der Streckgrenze liegen. Folglich wird die Biegetragfähigkeit des Bauteils nicht erreicht. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c}$  kann nach Gleichung (7.32) berechnet werden. Die Gleichung (7.32) nach Gleichung (6.2a) in *DIN EN 1992-1-1* führt zu den gleichen Bemessungswerten wie die Berechnung nach Gleichung (70) in *DIN 1045-1 (Heft 600)*.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (7.32)$$

mit:  $V_{Rd,c}$  Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit in [N]

$C_{Rd,c}$  Vorfaktor auf Grundlage einer statistischen Auswertung [-]:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

$\gamma_c$  Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton  $\gamma_c = 1,5$  [-]

$k$  Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts (Bruchprozesszone),  $d$  [mm]

$$k = 1 + \frac{\sqrt{200}}{d} \leq 2,0 \quad [-]$$

$\rho_l$  Längsbewehrungsgrad [-]:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  die Fläche der Längsbewehrung, die mindestens  $(l_{bd} + d)$  über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird (siehe Abb. 7.33)

$\sigma_{cd}$  Bemessungswert der Betonlängsspannung [N/mm<sup>2</sup>]:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

$N_{Ed}$  die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung [N] ( $N_{Ed} > 0$  für Druck); der Einfluss von Zwang darf vernachlässigt werden

$A_c$  Betonquerschnittsfläche [mm<sup>2</sup>]

$k_1$  landesspezifischer Wert kann dem Nationalen Anhang entnommen werden, der empfohlene Wert für  $k_1$  ist 0,15 [-]

mit einem Mindestwert:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (7.33)$$

mit:  $v_{min}$  landesspezifischer Wert, kann dem Nationalen Anhang entnommen werden,  $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

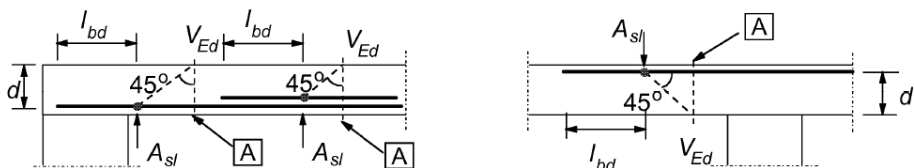


Abb. 7.33: Definition von  $A_{sl}$  für Gleichung (7.32); (DIN EN 1992-1-1)

„Der Vorfaktor von  $C_{Rd,c} = 0,10 = 0,15 / \gamma_c$  wurde empirisch ermittelt, um die Gleichung unter Berücksichtigung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex für einen Zeitraum von 50 Jahren ( $\beta = 3,8$ ) nach *DIN EN 1990* für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation zu kalibrieren.“ (*Heft 600*)

Nach dem Ansatz in *DIN EN 1992-1-1* kann die Querkrafttragfähigkeit durch folgende Parameter berechnet werden (siehe *Heft 600*):

- ungerissene Druckzonenhöhe (proportional zu  $(100 \cdot \rho_l)^{1/3}$ ),
- Betonzugfestigkeit (proportional zu  $f_{ctk}^{1/3}$ ),
- maßstäblicher Einfluss der Bruchprozesszone (proportional zu  $k$ ),
- Wirkung einer Längsspannung, zum Beispiel aus Vorspannung (proportional zu  $0,12 \cdot \sigma_{cp}$ ).

Bei der Bemessung wird der Grad der Biegebeanspruchung über eine  $M/V$ -Interaktion oder über die Schubslankheit  $a/d$  nicht berücksichtigt. Zudem nimmt die Querkrafttragfähigkeit mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad stetig gegen Null ab. Dies entspricht nicht dem tatsächlichen Tragverhalten. Bauteile ohne Längsbewehrung weisen einen gewissen Bauteilwiderstand unter reiner Querkraftbeanspruchung auf. Dies wird durch einen Term zur Berücksichtigung der Mindesttragfähigkeit kompensiert (siehe Gleichung (7.33)). Der Term berücksichtigt die von der Bauteilhöhe abhängige Biegezugfestigkeit.

Die Auswirkung unterschiedlicher Stahlfestigkeiten muss nicht berücksichtigt werden, weil das Querkraftversagen bei  $\sigma_s < f_y$  eintritt. Ausschließlich bei Spannbetonbauteilen mit sofortigem Verbund kann die Spannstahlfläche  $A_p$  bei der Berechnung des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  in Gleichung (7.32) zur Fläche der Längsbewehrung  $A_{sl}$  addiert werden. Die Begrenzung des Bewehrungsgrades in Gleichung (7.32) auf  $\rho_l \leq 0,02$  soll verhindern, dass überbewehrte Bauteile mit sprödem Bruchtragverhalten hergestellt werden (Streckgrenze wird beim Biegebruch nicht mehr erreicht). Hierdurch werden hochfeste Betone benachteiligt, weil bei diesen deutlich höhere Bewehrungsgrade möglich sind (*Heft 600* und *Latte 2010*).

### Bemessungsmodell nach Model Code 2010

Das Bemessungsmodell nach *Model Code 2010* basiert auf dem Ansatz von *Muttoni 2003*. Das Modell enthält eine empirische Komponente und ist somit nicht rein mechanisch (siehe Abschnitt 7.2.4.2). Eine Besonderheit der Bemessung ist das mehrstufige Bemessungsverfahren („Levels of Approximation“ – LoA). Hierdurch wird mit einer Gleichung, aber unterschiedlichem Detaillierungsgrad der physikalischen Parameter, die Querkrafttragfähigkeit mit unterschiedlichem Genauigkeitsgrad bestimmt. Im Vergleich zu der Bemessung nach *DIN EN 1992-1-1* spielt der Traganteil der Rissreibung eine größere Rolle.

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils erfolgt in Abhängigkeit des vorherrschenden Dehnungszustandes, der nach Gleichung (7.34) ermittelt wird (siehe Abb. 7.34). Die Längsdehnung  $\varepsilon_x$  wird durch Druck und Zugkräfte beeinflusst, wodurch diese berücksichtigt werden.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \left[ \frac{M_{ED}}{z} + V_{ED} + N_{ED} \left[ \frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{2} \right] \right] \quad (7.34)$$

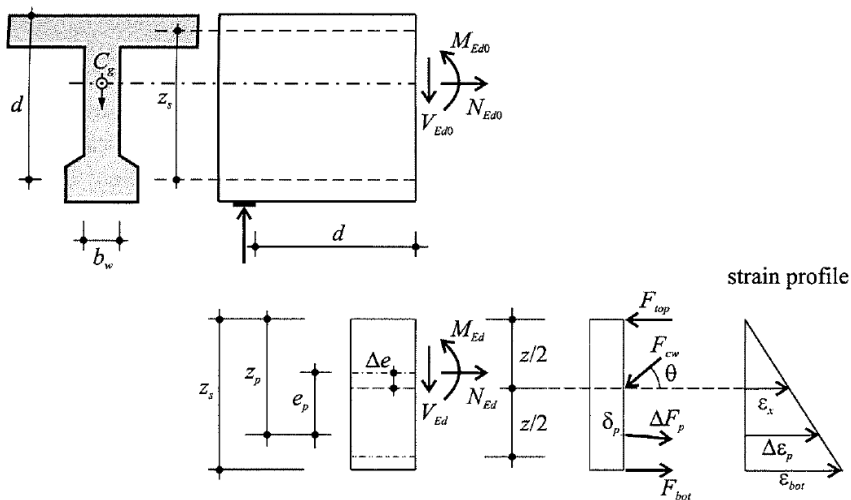


Abb. 7.34: Definitionen für die Ermittlung der Längsdehnung (*Model Code 2010*)

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird nach Gleichung (7.35) ermittelt. Die Längsbewehrung muss im Zuggurt in jedem maßgebenden Schnitt in der Lage sein, eine Zusatzkraftkomponente infolge  $\Delta F_{td} = V_{Ed}$  aufnehmen zu können. Die erforderliche Längsbewehrungsmenge an der Stelle des maximalen Moments muss die erforderliche Menge aus dem Maximalmoment nicht überschreiten. Die Längsdehnung wird durch den Faktor  $k_v$  berücksichtigt.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (f_{ck} \text{ in } [\text{N/mm}^2]) \quad (7.35)$$

mit:  $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ N/mm}^2$

Stufe 1 (Level I Approximation):

Für die Stufe 1 (Level I Approximation) wird  $k_v$  nach Gleichung (7.36) berechnet. Die Längsdehnung wird ungünstig mit  $\varepsilon_x = 0,00125$  angenommen. Der Dehnungszustand wird bei 50 % ausgenutzter Fließdehnung  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$  berücksichtigt ( $\varepsilon_{sy}/2$ ). Die Berechnung nach Stufe 1 ist ausschließlich von den Bauteilabmessungen und der charakteristischen Druckfestigkeit des Betons abhängig.

Der Parameter  $k_v$  ergibt sich für Bauteile ohne nennenswerte Normalkraftbeanspruchung mit  $f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ck} \leq 70 \text{ N/mm}^2$  und einem Gesteinskörnungsdurchmesser  $\geq 10 \text{ mm}$  nach Gleichung (7.36).

$$k_v = \frac{180}{1.000 + 1.25 \cdot z} \quad (z \text{ in [mm]}) \quad (7.36)$$



Stufe 2 (Level II Approximation):

Für die Stufe 2 wird  $k_v$  nach Gleichung (7.37) berechnet. Der Faktor berücksichtigt die Einflüsse aus dem zuvor beschriebenen Dehnungszustand und die Effekte der Rissverzahnung. Für die Rissverzahnung wird der Größtkorndurchmesser durch den Faktor  $k_{dg}$  berücksichtigt (siehe Gleichung (7.38)).

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1.500 \cdot \varepsilon} \cdot \frac{1.300}{1.000 + k_{dg} \cdot z} \quad (z \text{ in [mm]}) \quad (7.37)$$

mit:  $k_{dg}$  Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers  $d_g$  nach Gleichung (7.38)

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \text{ [mm]} \quad (7.38)$$

Bei hochfesten Betonen und Leichtbetonen soll  $d_g = 0$  angesetzt werden, um das Durchtrennen der Zuschlagskörner zu berücksichtigen.

### 7.2.5 Tabellarische Zusammenfassung

Die chronologische Entwicklung der vorhandenen Modelle zur Berechnung oder Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit werden in den Tabellen Tab. 7.1 und Tab. 7.2 zusammengefasst. Der Beitrag jedes Forschers wird in Stichworten beschrieben und der Einfluss der einzelnen Traganteile nach dem jeweiligen Modell auf die Gesamttragfähigkeit wird bewertet.

Die empirischen Modelle werden in den Tabellen nicht aufgeführt. Sie beruhen zwar auf mechanisch begründeten Eingangsgrößen, die Zusammenhänge wurden jedoch durch statistische Auswertungen von Versuchsdatenbanken ermittelt.

Tab. 7.1: Tabellarische Zusammenfassung 1/2

Forscher Universität Jahr	Beitrag zu				Wertung der Traganteile <sup>1</sup>		
	Traganteile	Bogen-Zugband-Modell	Kamm-Zahnmodell	Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit	Druckzone	Rissreibung	Dübelwirkung
Leonhardt Stuttgart 1962	----	definierte das Tragverhalten durch ein Bogen-Zugband-Modell	----	----		----	
Kani Toronto 1964	----	sieht in diesem Modell ein sekundäres Tragverhalten	entwickelte das Modell des in der Druckzone eingespannten Betonzahns	----	++	--	-
Fenwick & Paulay Canterbury 1968	----		die Traganteile der Rissver- zahnung und der Dübelwirkung sind nicht wie bei Kani zu vernachlässigen	----	+	++	0
Baumann & Rüsç München 1970	rechnerische Bestimmung des Traganteils der Dübelwirkung in einer Formel	----	----	----		----	
Taylor London 1974	----	----	Anteil an der Tragfähigkeit: 20-40 % Druckzone 33-50 % Rissreibung 14-25 % Dübelwirkung	----	+	++	0
Walraven Delft 1980	erfasste die über Rissverzahnung übertragbaren Spannungen in einer Formel	----	----	----		----	
Reineck Stuttgart 1990	----	----	wies 60 % der Querkraft- tragfähigkeit der Rissuferverzahnung zu	----	+	++	+

<sup>1</sup>++ sehr wichtig, + wichtig, 0 von geringer Bedeutung, -- unberücksichtigt, ---- Wertung der Traganteile entfällt

Tab. 7.2: Tabellarische Zusammenfassung 2/2

Forscher Universität Jahr	Beitrag zu				Wertung der Traganteile <sup>1</sup>		
	Traganteile	Bogen-Zugband-Modell	Kamm-Zahnmodell	Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit	Druckzone	Rissreibung	Dübelwirkung
Muttoni Zürich 1990	Plastizitätstheorie durch den Einfluss der Rissbildung auf die Bruchlast nicht möglich	---	---	---	+	++	+
Specht & Scholz Berlin 1995	---	entwickelten ein kombiniertes Fachwerk-Stützbogenmodell	---	---		---	
Fischer Darmstadt 1997	---	---	bezeichnet den Ausfall der Dübelwirkung als maßgebend für das Versagen	---	++	+	+
Zink Leipzig 1999	rechnerische Bestimmung des Druckzonenteils in einer Formel	---	---	führt die Querkrafttragfähigkeit auf die Tragwirkung der Druckzone zurück	++	---	---
Muttoni Lausanne 2003	entwickelt das Modell auf Basis des kritischen Schubrisses, welches im Model Code 2010 Verwendung findet	---	---	---	+	++	+
Görtz Aachen 2004	---	sieht in diesem Modell ein sekundäres Tragverhalten	in dem Ansatz von Reineck wurde die Dübelwirkung unterschätzt und die Rissreibung überschätzt	kombinierte die Ansätze von Fischer und Zink	++	+	+
Keller Leipzig 2007	---	Vorschlag zur Ermittlung der Laststeigerung infolge einer Systemumlagerung in ein Sprengwerk	---	lieferte eine Erklärung für die Schrägrisslast nach Zink	++	---	---

<sup>1</sup>++ sehr wichtig, + wichtig, 0 von geringer Bedeutung, -- unberücksichtigt, --- Wertung der Traganteile entfällt

## 7.3 Experimentelle Untersuchungen

### 7.3.1 Allgemeines

Das Querkrafttragverhalten wird vor allem durch die einzelnen Traganteile der ungerissenen Druckzone, Rissreibung und Dübelwirkung bestimmt (siehe Abschnitt 7.2.3). Nachfolgend werden eigene Versuche aufgeführt, bei denen die einzelnen Traganteile "ausgeschaltet" wurden. Tatsächlich wurden nur die Rissuferverzahnung und die Dübelwirkung ausgeschaltet und die ungerissene Druckzone ausschließlich verlagert. Diese Versuche sollen zu einem besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit beitragen.

### 7.3.2 Versuchsprogramm

Es wurden ein Referenzversuch ohne eine Schwächung des Querschnitts und fünf Versuche durchgeführt, bei denen entweder ein oder zwei Traganteile ausgeschaltet wurden. Eine Übersicht der Versuche kann Tab. 7.3 entnommen werden. Bei dem Referenzversuch V-Q-1 ist kein Traganteil ausgeschaltet. Bei den Versuchen V-Q-2 bis V-Q-4 wurde jeweils ein Traganteil ausgeschaltet. Eine Kombination aus verlagerter Druckzonen- und ausgeschalteter Dübeltragfähigkeit stellt V-Q-5 dar. V-Q-6 stellt eine Kombination aus ausgeschalteter Rissreibung und Dübelwirkung dar. Eine Kombination aus verlagerter Druckzone und ausgeschalteter Rissreibung wurde aufgrund der geringen Tragfähigkeit nicht untersucht.

Das Verschieben der Druckzone erfolgte durch die Herstellung eines Schlitzes, das Ausschalten der Rissreibung durch ein eingebautes Stahlblech und das Ausschalten der Dübelwirkung durch die Ummantelung der Längsbewehrung mit Styroporelementen. In Abb. 7.35 ist eine Übersicht aller Versuche aufgelistet.

Tab. 7.3: Versuchsprogramm für das Querkraftversagen

Versuche	Querkrafttraganteil <sup>1</sup>			Balkenhöhe h [cm]	Balkenbreite b [cm]	Schubslank- heit $a/d$ [-]	Beton- festigkeits- klasse	Längs- bewehrungsgrad $\rho_l$ [-]
	Druckzone	Rissreibung	Dübelwirkung					
V-Q-1	X	X	X	25	30	4,5	C20/25	0,008
V-Q-2	X	0	X					
V-Q-3	X	X	0					
V-Q-4	0	X	X					
V-Q-5	0	X	0					
V-Q-6	X	0	0					

<sup>1</sup> X - Traganteil vorhanden / 0 - Traganteil ausgeschaltet bzw. verlagert

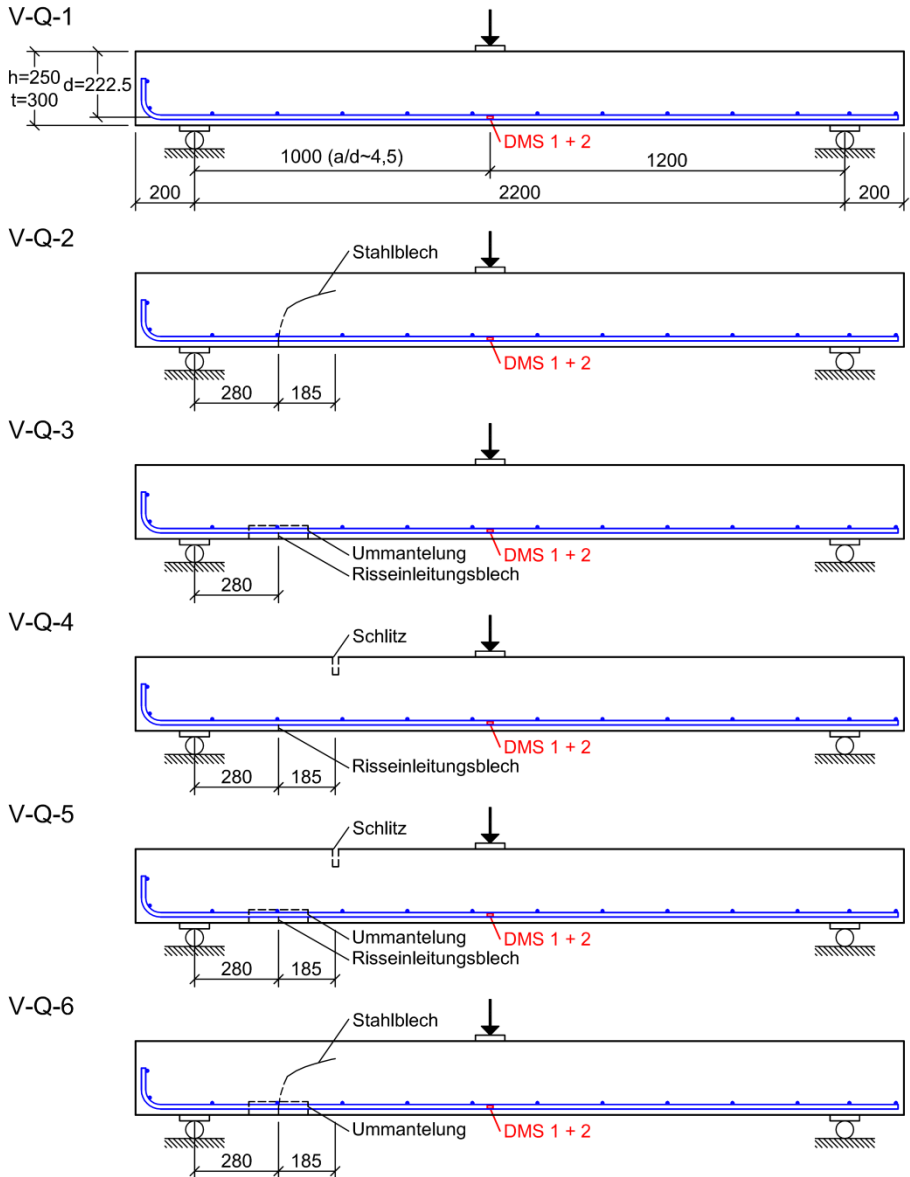


Abb. 7.35: Übersicht der Bauteilversuche

### 7.3.3 Details zu den Versuchskörpern

#### 7.3.3.1 Art der Versuchskörper

Es wurden einachsig gespannte 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Um ein Querkraftversagen auf einer definierten Seite zu erzwingen, wurde das Verhältnis der Abstände zwischen Auflager und Lasteinleitung so gewählt, dass auf dieser Seite eine ca. 20 % höhere Querkraft auftrat. Die Versuchskörper unterscheiden sich ausschließlich durch die einzelnen Einbauteile zum Ausschalten der Traganteile.

### **7.3.3.2 Höhe und Breite des Balkens**

In Anlehnung an die mittlere Höhe einer Stahlbetondecke im Hochbau wurde die Höhe des Versuchskörpers zu  $h = 250$  mm gewählt.

Um die Einbauteile einfacher fixieren zu können wurde keine Platte sondern ein Balken mit einer Breite von  $b = 300$  mm gewählt. Weil Fehlstellen im Beton wie zum Beispiel Kiesnester oder Hohlräume bei der Herstellung unter Laborbedingungen ausgeschlossen werden können, hat die Breite des Versuchskörpers keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit.

### **7.3.3.3 Längsbewehrung**

Es wurde ein Ankerstabstahl St 900/1100 nach Z-12.5-96 mit Gewinderippen und einem Durchmesser von 15,0 mm verwendet, um in den Versuchskörpern realistische Längsbewehrungsgrade anordnen zu können (siehe auch Abschnitt 4.2.3.9). Die Längsbewehrung wurde so dimensioniert, dass ein Verhältnis von  $M_{\text{Biegeversagen}} / M_{\text{Querkraftversagen}} \approx 1,2$  vorlag, um ein Biegeversagen im Referenzversuch auszuschließen.

Die Verankerung der Längsbewehrung erfolgt im Bereich der höheren Querkraft durch einen Winkelhaken. Im Bereich der geringeren Querkraft musste auf eine Verankerung verzichtet werden, weil die gekürzten, überzähligen Bewehrungsstäbe für die Querkraftversuche in Kapitel 3 verwendet wurden.

### **7.3.3.4 Querbewehrung**

Es wurde eine Querbewehrung von 20 % des geometrischen Längsbewehrungsgrades eingelegt, um die Spaltzugkräfte aufnehmen zu können. Stabstähle Ø10 B500B wurden mit einem Abstand von 220 mm eingesetzt.

### **7.3.3.5 Die Betondeckung**

Für die Betondeckung der Biegebewehrung wird der kleinste erforderliche Abstand nach Abschnitt 4.4.1 in *DIN EN 1992-1-1* von  $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{def}} = 10 + 10 = 20$  mm für die Expositionsklasse XC1 verwendet.

### **7.3.3.6 Länge des Balkens und Schubslankheit $a / d$**

Die Länge des Balkens wurde so festgelegt, dass die Schubslankheit  $a / d = 4,5$  beträgt. Hierdurch konnte der Effekt von auflagnahen Einzellasten ausgeschlossen und ein Biegeschubversagen erwartet werden. Unter Berücksichtigung der zuvor festgelegten statischen Höhe ergibt sich im Bereich des zu erwartenden Biegeschubrisses ein Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung von 1.000 mm. Um das Versagen in diesem Bereich zu erzwingen wurde die Länge der zweiten Seite mit einem Abstand von 1200 mm gewählt.

### 7.3.3.7 Dimensionierung der Einbauteile

Es mussten Einbauteile einbetoniert werden, um die einzelnen Querkrafthaupttraganteile auszuschalten. Nachfolgend werden die zur Geometrie der Einbauelemente notwendigen Berechnungen aufgeführt.

#### Druckzonenhöhe

Die Druckzonenhöhe im Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit wurde nach Zink 1999 ermittelt (siehe Gleichung (7.8), Seite 155). Hierdurch ergibt sich eine Druckzonenhöhe nach Gleichung (7.39).

$$x = k_x \cdot d = 0,27 \cdot 22,25 = 6,0 \text{ [cm]} \quad (7.39)$$

mit:  $k_x$  Druckzonenhöhe  $x$  bezogen auf die statische Höhe  $d$ :

$$k_x = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho n}}} = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{0,008 \cdot 6,29}}} = 0,27 [-]$$

Bewehrungsgrad:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5,31 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 22,25 \text{ cm}} = 0,008 [-]$$

Verhältnis der E-Moduln:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{195.000 \text{ N/mm}^2}{31.000 \text{ N/mm}^2} = 6,29 [-]$$

#### Rissverlauf

Der Rissverlauf wurde nach Gleichung (7.26) aus Görtz 2004 berechnet und bis zur Druckzonenhöhe  $x = 6 \text{ cm}$  ausgeschaltet.

Der Rissbeginn nach Görtz 2004 variiert zwischen 0,3 a und 0,6 a. Zur Bestätigung des Rissverlaufs an der gewählten Versuchskörpergeometrie wurde vor der Versuchsserie ein Tastversuch durchgeführt. In Abb. 7.36 ist der Rissverlauf des Tastversuchs und in Abb. 7.37 ein Vergleich zwischen dem berechneten und dem tatsächlichen Verlauf dargestellt. Für die Herstellung des Einbauteils wurde der berechnete Rissverlauf gewählt, weil dieser sehr gut mit dem tatsächlichen Rissverlauf korreliert. Die Gleichung nach Görtz 2004 bezieht sich auf die statische Höhe. Für die Darstellung wurde der Wert  $d_1$  (Abstand der Längsbewehrungsachse zum Bauteilrand) hinzuaddiert.

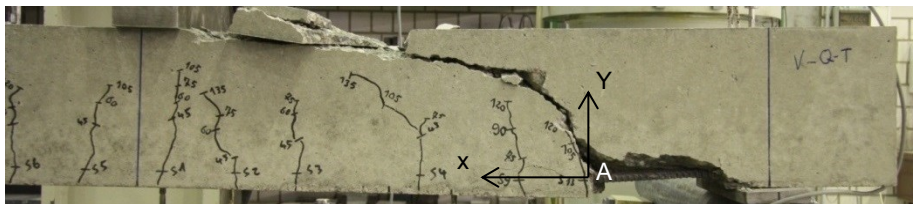


Abb. 7.36: Rissverlauf beim Tastversuch (V-Q-T)

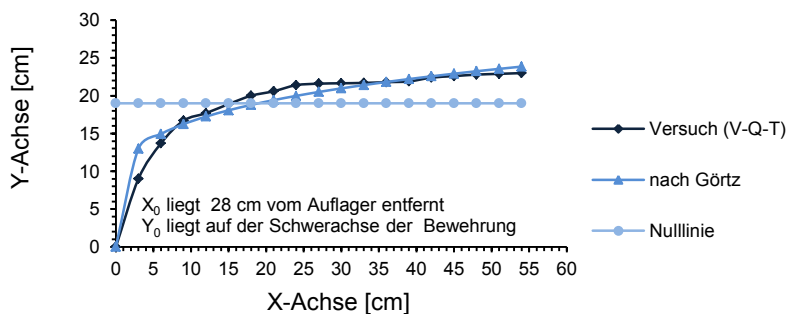


Abb. 7.37: Vergleich des Rissverlaufs

## Dübelwirkung

Die Verdübelungsrislast kann nach *Baumann u. Rüsch 1970* berechnet werden (siehe auch Abschnitt 7.2.3.4 und Gleichung (7.20)). Für die Versuchskörper mit einer Betonfestigkeit C20/25 kann die Länge  $l_z$  wie folgt berechnet werden:

$$l_z = d_s \frac{14,3}{\sqrt[3]{0,95 \cdot 10 \cdot f_{ck}}} = 1,5 \text{ cm} \quad \frac{14,3}{\sqrt[3]{(10 \cdot 0,95 \cdot 25)}} = 3,46 \text{ [cm]}$$

Die Längsbewehrungsstäbe wurden mit Styropor umhüllt, um die Dübelwirkung auszuschalten. Um das Ausschalten sicher zu stellen wurden links und rechts von dem Schubrissbeginn A (siehe Abb. 7.36) je 100 mm lange Styroporelemente eingebaut.

## 7.3.4 Werkstoffe und Materialkennwerte

### 7.3.4.1 Längsbewehrung

Es wurde der gleiche Ankerstabstahl St 900/1100 wie bei den Querkraftversuchen verwendet (siehe Abschnitt 4.2.4.1).

### 7.3.4.2 Querbewehrung

Für die Querbewehrung wurden Stabstähle Ø10 B500B nach *DIN 488-2* eingesetzt.

### 7.3.4.3 Betonfestigkeiten und E-Moduln

Für die Versuche wurden die gleichen Betonzusammensetzungen unter den gleichen Voraussetzungen wie für die Querkraftversuche in Kapitel 3 verwendet. Die Betoneigenschaften wurden analog zu denen der Querkraftversuche bestimmt (siehe Abschnitt 4.2.4.3). Eine Übersicht der Ergebnisse aus den durchgeführten Betondruckfestigkeitsprüfungen und Betonzugfestigkeitsprüfungen sowie die bestimmten E-Moduln sind in Anhang F.2 aufgelistet. Die Mittelwerte aus jeweils drei Werten sind in Tab. 7.4 aufgeführt.

Zur Berechnung der zu erwartenden Querkrafttragfähigkeit wurden die Festigkeiten aus trocken gelagerten Würfeln auf Festigkeiten nass gelagerter Zylinder umgerechnet (vergleiche Abschnitt 4.2.4.3).



### 7.3.5 Schalung, Bewehrung und Herstellung

#### 7.3.5.1 Allgemeines

Die Betondeckung der unteren Bewehrung von  $c_{nom} = 20$  mm wurde mit Hilfe von Abstandshaltern sichergestellt. Nach dem Aufbau der Schalung und Bewehrung sowie der Einbauelemente wurden die Versuchskörper in einer Lage betoniert. In Abb. 7.38 sind die Schalung und die Bewehrung vor dem Betonieren dargestellt.

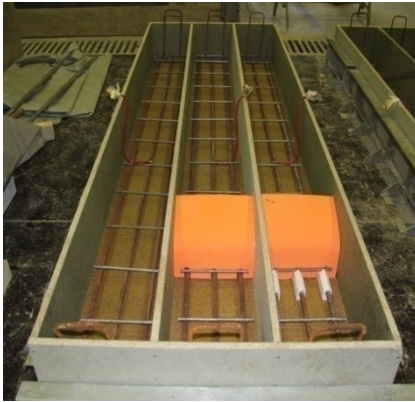


Abb. 7.38: Schalung für die Versuchskörper vor dem Betonieren

#### 7.3.5.2 Herstellung der einbetonierten Elemente

Nach der Dimensionierung der Einbauteile (siehe Abschnitt 7.3.3.7) wird nachfolgend die Herstellung und der Einbau beschrieben.

##### Druckzone – Schlitz durch Holzbrett

Um die Druckzone zu verschieben, wurde ein Holzbrett mit den Abmessungen  $5,6 \text{ mm} \times 16 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  mit Moosgummi ( $d = 2 \text{ mm}$ ) beklebt, eingebaut und nach dem Betonieren wieder entfernt. Das insgesamt  $60 \text{ mm}$  hohe Einbauteil wurde entsprechend des in Abschnitt 7.3.3.7 beschriebenen Rissverlaufs zwischen die seitlichen Schalungsbretter geschraubt. Die einzelnen Schritte sind in Abb. 7.39 dargestellt.

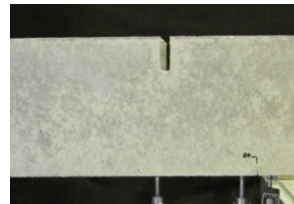
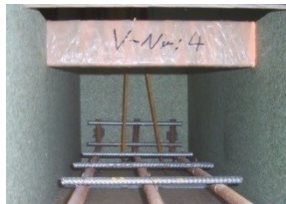
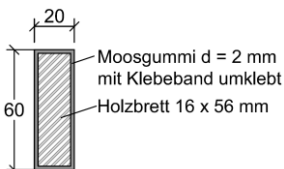


Abb. 7.39: Abmessungen und Herstellung des Schlitzes für das Ausschalten der Druckzone

### Rissverlauf - Stahlblech

Es wurde ein Stahlblech ( $d = 0,75 \text{ mm}$ ) entsprechend des in Abschnitt 7.3.3.7 beschriebenen Rissverlaufs eingebaut, um die Rissreibung auszuschalten. Das Stahlblech wurde für die Betonage in einen Schlitz der seitlichen Schalung gesteckt. Um eine Verzahnung mit dem Stahlblech zu vermeiden, wurde auf beiden Seiten des Stahlblechs eine 2 mm dicke Moosgummischicht aufgeklebt. Die einzelnen Schritte sind in Abb. 7.40 dargestellt.



Abb. 7.40: Abmessungen und Einbau des Stahlbleches

### Dübelwirkung - Styroporelemente

Die Dübelwirkung wurde ausgeschaltet, indem zwei 100 mm lange Styroporelemente über die Längsbewehrung geschoben wurden (siehe auch Abschnitt 7.3.3.7).

Die Abmessungen und der Einbau der Styroporelemente sind in Abb. 7.41 dargestellt. Um den Rissbeginn immer an der gleichen Stelle zu erzwingen, wurde ein Stahlblech  $b = 320 \text{ mm} \times h = 18 \text{ mm} \times d = 2 \text{ mm}$  eingebaut. Die Position des Stahlblechs (280 mm von der Auflagerachse) entsprach der Position des Rissbeginns beim Tastversuch V-Q-T.



Abb. 7.41: Abmessungen und Einbau des Styroporelementes

### 7.3.6 Messtechnik

Die Messtechnik wurde analog zu den Querkraftversuchen eingesetzt (siehe Abschnitt 4.2.6). Um die Rissuferverschiebungen an dem maßgebenden Biegeschubriss zu messen, wurden zusätzlich zwei Wegaufnehmer (WA) im Abstand von jeweils 30 mm links und rechts von dem zu erwartenden Schubrissbeginn installiert. Die eingesetzte Messtechnik ist in Abb. 7.42 dargestellt. Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in Anhang F.3 dokumentiert. Weitere Ergebnisse sind in *Mikdad 2013* aufgeführt.

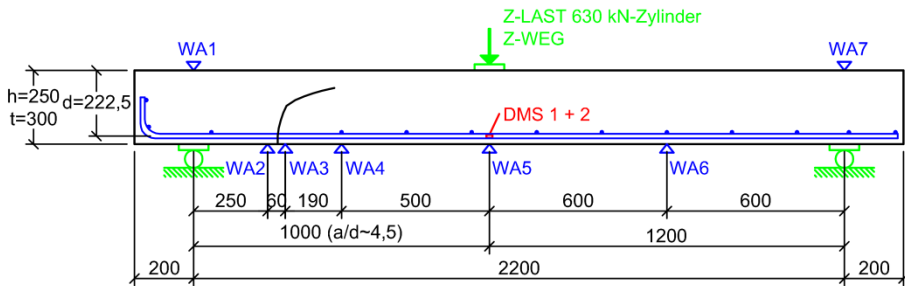


Abb. 7.42: Messstellenübersicht

### 7.3.7 Versuchsaufbau

Die Lasteinleitung erfolgte mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximalen Prüflast von 630 kN mittig über einen Lastverteilungsträger. Zwischen Prüfzylinder und Lastverteilungsträger wurde eine Kalotte angeordnet, die Verdrehungen ermöglicht. Der Lastverteilungsträger lag direkt auf dem Beton auf. Die Eigenlast des Belastungsaufbaus (Lastverteilungsträger, Kalotte, Stahlprofil etc.) ist in Tab. 7.4 angegeben. Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte auf Rollenlagern, um ebenfalls eine Verdrehung zu ermöglichen. Zwischen dem Auflager aus Rollenlagern und dem Versuchskörper wurde eine Stahlplatte  $b \times h = 100 \times 20$  mm eingebaut. Der Versuchsaufbau entspricht vom Prinzip dem der Querkraftversuche (siehe Abb. 4.10).

### 7.3.8 Versuchsablauf

Die Kraft wurde weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min in Stufen bis zum Bruch aufgebracht. Der Abstand der Laststufen bis zum Bruch betrug zunächst 10 kN und im Bereich der zu erwartenden Bruchlast 5 kN. Nach jeweils 20 kN wurden die aufgetretenen Risse eingezeichnet. In Abb. 7.43 ist ein typischer Verlauf der Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit dargestellt.

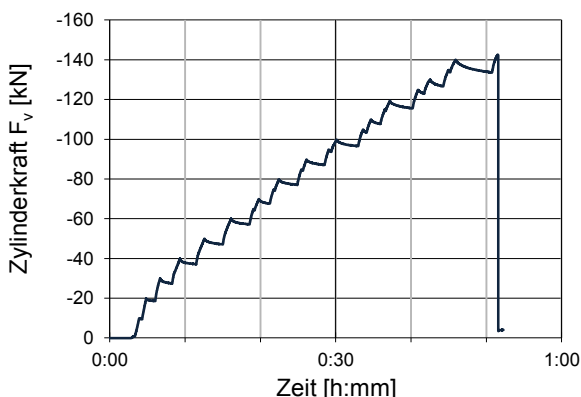


Abb. 7.43: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit am Beispiel von Versuch V-Q-4

### 7.3.9 Zusammenfassung der Versuchsdetails

Nachfolgend wird zusammenfassend auf die Details der einzelnen Versuche eingegangen. Zur besseren Anschaulichkeit werden die Werte in Form einer Tabelle dargestellt (siehe Tab. 7.4).

In Anhang F.3 sind alle wesentlichen Messergebnisse in Form von Diagrammen aufgeführt.

## 7.4 Auswertung der Versuchsergebnisse

### 7.4.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die sechs Bauteilversuche einzeln ausgewertet. Eine Zusammenfassung der Versuchsdetails kann Tab. 7.4 entnommen werden. In Anhang F.3 sind Diagramme mit den Verläufen der Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung, der Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung und die Biegelinien jedes Versuchs dargestellt. Zum besseren Vergleich werden die sechs Versuche in Abb. 7.44 veranschaulicht. Zudem werden in Abb. 7.45 die Verläufe der Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung für alle Versuche dargestellt. Abschließend werden die Versuche in Abschnitt 7.4.3 miteinander verglichen und die Ergebnisse in Abschnitt 7.4.4 zusammengefasst.

Tab. 7.4: Details zu den Versuchen

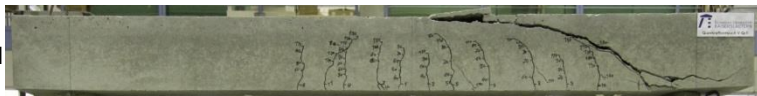
Information		Bez.	Einheit	Versuchskörper, C20/25					
Geometrie	Plattenhöhe	$h$	[m]	0,25					
	Plattenbreite	$b$	[m]	0,3					
	statische Höhe	$d$	[m]	0,2225					
	Abstand Lasteinleitung / Auflager	$a$	[m]	1,00					
	Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,5					
Bewehrung	Längsbewehrung	$d_s$	[mm]	St 900/1100, $d_s = 15$					
	Fläche	$A_{sl}$	[cm <sup>2</sup> ]	5,31					
	Anzahl	---	---	3					
	Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,008					
	Querbewehrung	$d_q$	[mm]	B500, $d_q = 10$					
Daten	Betonagedatum	---	---	08.01.2013					
	Datum Versuchsdurchführung	---	---	22.01.2013					
	Betonalter am Versuchstag	---	[d]	14					
Belastung	Geschwindigkeit	$v$	[mm/min]	1					
	Lagerung der Lasteinleitung	---	---	Stahl					
Betroneigenschaften	Würfeldruckfestigkeit (beim Bauteil gelagert)	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35,19					
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,09					
	Spaltzugfestigkeit (geprüft)	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,64					
	zentrische Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{ct, sp}$ )	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,37					
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26.785					
Information		Bez.	Einheit	V-Q-1	V-Q-2	V-Q-3	V-Q-4	V-Q-5 <sup>3</sup>	V-Q-6
Traganteil <sup>1</sup>	Druckzone	---	---	X	X	X	0	0	X
	Rissreibung	---	---	X	0	X	X	X	0
	Dübelwirkung	---	---	X	X	0	X	0	0
Kräfte	Laststufenabstand bis zum Bruch	$\Delta F$	[kN]	10	10	10	10	10	10
	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_u$	[kN]	149,61	75,07	129,68	142,53	149,94	33,69
	Belastungsaufbau	$\Delta F_1$	[kN]	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
	Querkraften aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u$ ( $V_{u, Ref}$ )	[kN]	82,47	41,13	70,92	77,93	81,97 (68,30)	18,56
	Querkraft aus Eigenlast <sup>2</sup>	$\Delta V_1$	[kN]	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06 (0,88)	1,06
	Querkraften aus Zylinder und Lastaufbau	$V_u$ ( $V_{u, Ref}$ )	[kN]	83,53	42,53	72,56	79,63	83,71 (69,18)	19,77

<sup>1</sup> X - Traganteil vorhanden / 0 - Traganteil ausgeschaltet bzw. verlagert<sup>2</sup> in der Mitte zwischen Auflager und Lasteinleitung berechnet<sup>3</sup> Werte in Klammer beziehen sich auf den ungeschwächten Bereich

V-Q-1

$V_u = 83,53 \text{ kN}$

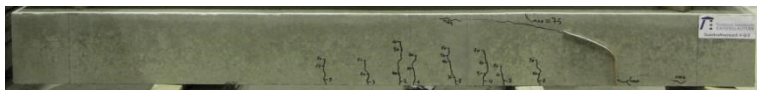
100 %



V-Q-2

$V_u = 42,53 \text{ kN}$

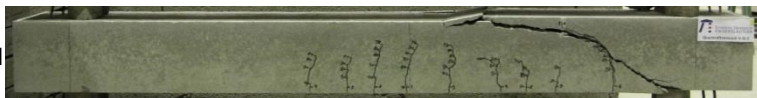
51 %



V-Q-3

$V_u = 72,56 \text{ kN}$

87 %



V-Q-4

$V_u = 79,63 \text{ kN}$

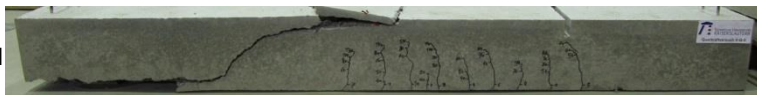
95 %



V-Q-5

$V_u = 83,71 \text{ kN}$

100 %



V-Q-6

$V_u = 19,77 \text{ kN}$

24 %



Abb. 7.44: Versuchskörper nach dem Versagen

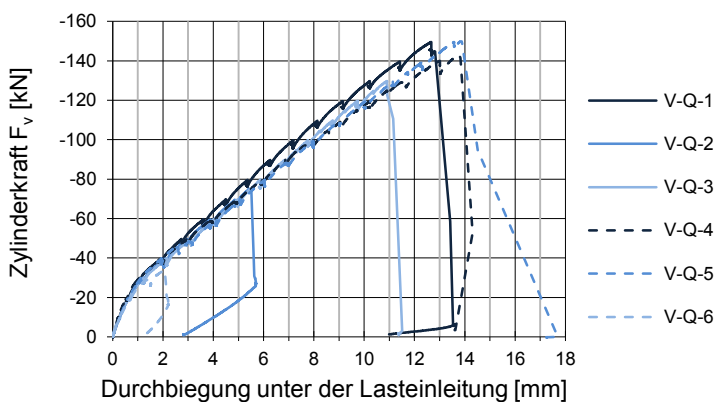


Abb. 7.45: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

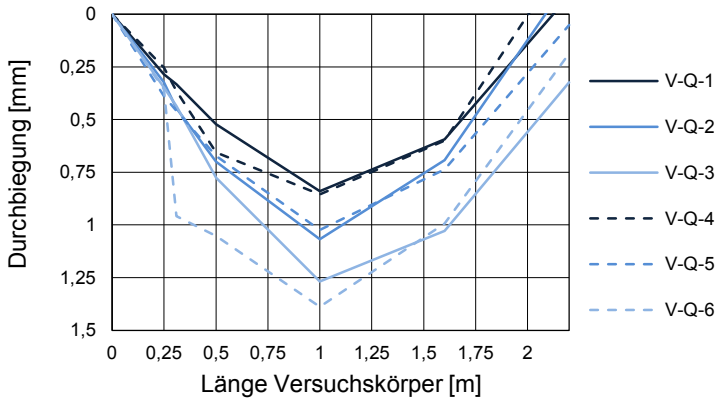


Abb. 7.46: Vergleich der Biegelinien bei einer Last von 30 kN

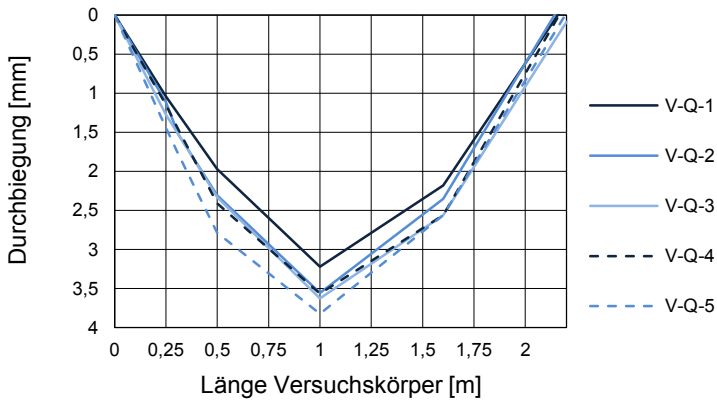


Abb. 7.47: Vergleich der Biegelinien bei einer Last von 60 kN

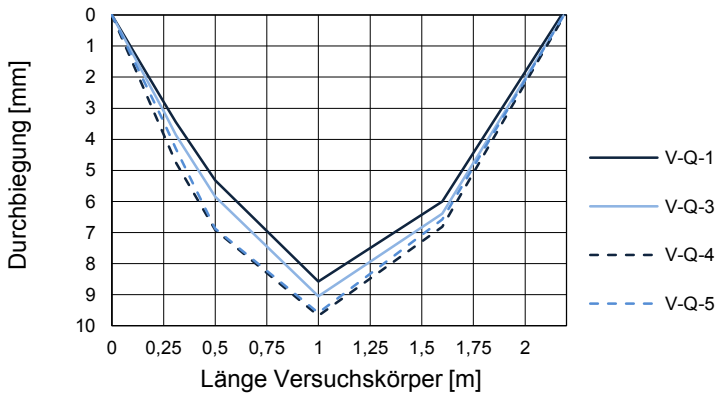


Abb. 7.48: Vergleich der Biegelinien bei einer Last von 120 kN

Tab. 7.5: Differenz zwischen Wegaufnehmer 2 und 3 an der Stelle A (280 mm vom Auflager) aus der Krümmung und gegenseitiger Rissuverschiebung

Belastung	Differenz zwischen WA 2 + WA 3 an der Stelle A [mm]					
	V-Q-1	V-Q-2	V-Q-3	V-Q-4	V-Q-5	V-Q-6
20 kN	0,021	0,058	0,051	0,069	0,027	0,136
30 kN	0,047	0,123	0,087	0,112	0,070	0,601
33,69 kN - Bruchlast	---	---	---	---	---	<b>1,197</b>
40 kN	0,099	0,196	0,129	0,175	0,129	---
60 kN	0,219	0,405	0,243	0,31	0,328	---
75,07 kN - Bruchlast	---	<b>0,601</b>	---	---	---	---
80 kN	0,346	---	0,394	0,449	0,507	---
100 kN	0,477	---	0,562	0,684	0,680	---
120 kN	0,644	---	0,76	0,899	0,866	---
129,68 kN - Bruchlast	---	---	<b>0,885</b>	---	---	---
140 kN	0,856	---	---	1,056	1,067	---
142,53 kN - Bruchlast	---	---	---	<b>1,119</b>	---	---
149,61 kN - Bruchlast	<b>0,981</b>	---	---	---	---	---
149,94 kN - Bruchlast	---	---	---	---	<b>1,197</b>	---

7.4.2 Auswertung der einzelnen Versuche

Nachfolgend werden für jeden Versuch das Versagen und das Tragverhalten beschrieben. Unabhängig vom Einbauteil konnten bei allen Versuchen Biegerisse durch die ersten Laststufen im Bereich der Lasteinleitung festgestellt werden. Durch die weiteren Laststufen erweiterte sich das Rissbild und es traten weitere Biegerisse und Rissverlängerungen der bestehenden Risse auf.

7.4.2.1 Versuch V-Q-1 (Referenzversuch)

- Querkraft im Bruchzustand:83,53 kN
- Querkraft in Prozent zum Referenzversuch:100 %
- Druckzone:unverändert
- Rissreibung:vorhanden
- Dübelwirkung:vorhanden

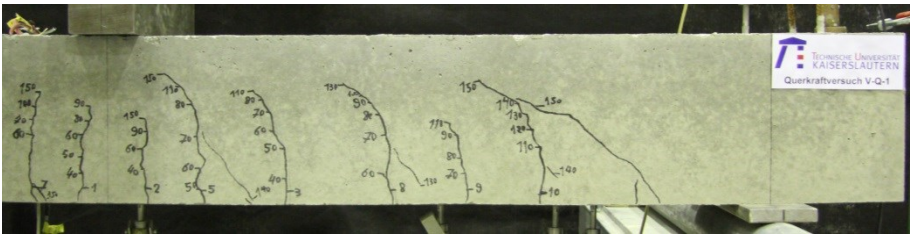
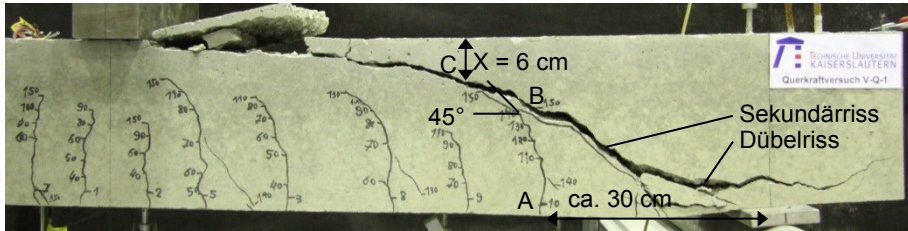


Abb. 7.49: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch



Abb. 7.50: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 149,61 \text{ kN}$ 

Tab. 7.6: Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung bei Versuch V-Q-1

V-Q-1	Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung [mm]										
Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
40	0,05	0,05	0,05	---	---	---	---	---	---	---	---
60	0,1	0,05	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	---	---	---
80	0,15	0,05	0,1	0,1	0,05	0,1	0,15	0,1	0,05	---	---
100	0,2	0,05	0,15	0,1	0,1	0,1	0,15	0,15	0,1	---	---
120	0,25	0,1	0,2	0,1	0,15	0,15	0,2	0,15	0,1	<b>0,05</b>	0,05
140	0,3	0,1	0,25	0,1	0,2	0,15	0,2	0,3	0,15	<b>0,1</b>	0,1

### Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Der entscheidende Biegeriss trat erst bei ca. 73 % (110 kN) der Bruchlast auf. Der Rissbeginn war wie beim Tastversuch ca. 280 mm vom Auflager entfernt (Punkt A), was auf die Querbewehrung an dieser Stelle zurückzuführen ist. Bei ca. 87 % (130 kN) der Bruchlast konnte die erste signifikante Richtungsänderung des Biegerisses festgestellt werden (Punkt B). Sein vertikaler Abstand zur Längsbewehrung betrug ca. 105 mm =  $0,47 \cdot d$ , was der Feststellung von Görtz 2004 entspricht. Der Abstand liegt nach Görtz 2004 zwischen  $0,2 \cdot d$  und  $0,55 \cdot d$ . Bei ca. 93 % (140 kN) wurde die Neigung des Risses kleiner als  $45^\circ$ . Nach Zink 1999 ist an dieser Stelle das stabile Risswachstum abgeschlossen. Die Druckzonenhöhe wurde an dieser Stelle noch nicht erreicht. Dies lässt darauf schließen, dass die Berechnung nach Görtz 2004 nicht durchgängig ist, weil davon ausgegangen wird, dass die Rissreibung bis zur Druckzonenhöhe und die Druckzonentragfähigkeit nach Zink 1999 mit der Annahme eines Winkels der Risspitze von  $45^\circ$  berechnet wird. Die Rissöffnung  $w$  betrug ca. 0,1 mm. Die große Differenz der vertikalen Verschiebung links und rechts vom maßgebenden Riss von 0,856 mm (siehe Tab. 7.5) ist vor allem auf die Krümmung des Trägers zurückzuführen. Bei ca. 100 % (150 kN) erreichte der Riss die Druckzonenhöhe (Punkt C). Der Riss verlief schlagartig von Punkt C zur Lasteinleitung und der Träger versagte über einen Sekundärriss. Das Auftreten des Sekundärrisses kann auf die Zugspannungen infolge der Dübelbelastung zurückgeführt werden. Durch das Auftreten der Biegerisse (Zustand II) wurde die Tragwirkung der Zugzone aktiviert. Durch das Ausfallen der Dübelwirkung und damit der Rissuferverzahnung wuchs der Riss instabil in die Druckzone, bis das Bauteil durch einem Biegeschubriss mit Schrägriss versagte.

7.4.2.2 Versuch V-Q-2

Querkraft im Bruchzustand:	42,53 kN
Querkraft in Prozent zum Referenzversuch:	51 %
Druckzone:	unverändert
Rissreibung:	ausgeschaltet
Dübelwirkung:	vorhanden

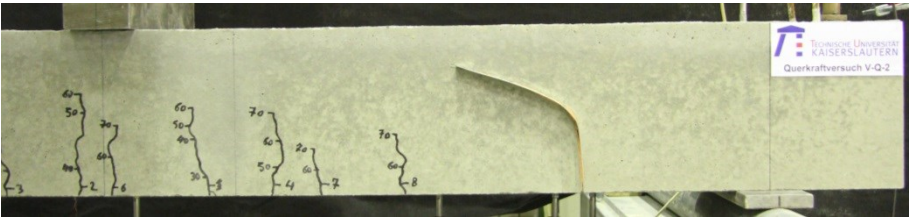


Abb. 7.51: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch

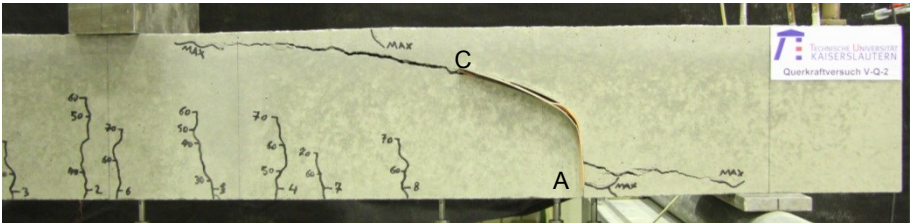


Abb. 7.52: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 75,07$  kN

Tab. 7.7: Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung bei Versuch V-Q-2

V-Q-2	Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung [mm]										
Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
40	0,05	0,05	0,05	---	---	---	---	---	---	---	---
60	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	---	---	---

Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Durch das einbetonierte Stahlblech wurde der Rissverlauf vorgegeben. Der Versuchskörper versagte schlagartig bei ca. 51 % der Bruchlast des Referenzversuchs durch einen Riss vom Ende des Stahlblechs (Punkt C) zur Lasteinleitung. Es entstand ein Riss im Bereich der Längsbewehrung. Durch die ausgeschaltete Rissreibung wurde die Tragfähigkeit der Zugzone auf die Dübelwirkung beschränkt. Durch den Ausfall dieser konnte der Riss fast ungehindert um die Rissspitze rotieren. Der Riss wuchs durch die bereits vorherrschende Druckkraft instabil in die Druckzone bis zum Versagen durch einen Biegeschubriss mit Schrägriss.

### 7.4.2.3 Versuch V-Q-3

Querkraft im Bruchzustand:	72,56 kN
Querkraft in Prozent zum Referenzversuch:	87 %
Druckzone:	unverändert
Rissreibung:	vorhanden
Dübelwirkung:	ausgeschaltet

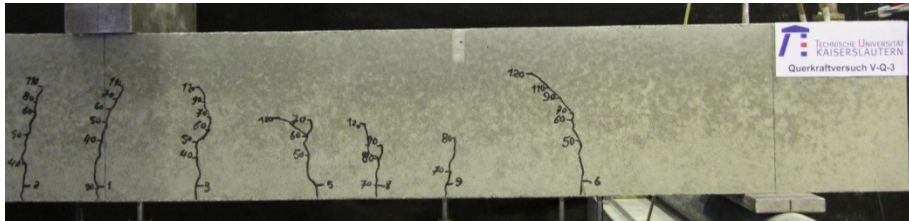
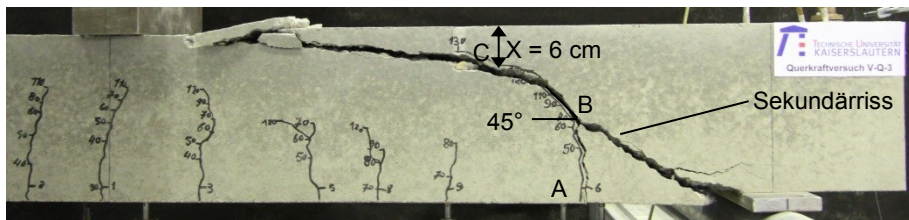


Abb. 7.53: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch


Abb. 7.54: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 129,68 \text{ kN}$ 

Tab. 7.8: Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung bei Versuch V-Q-3

V-Q-3	Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung [mm]										
Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
40	0,05	0,05	0,05	0,05	---	---	---	---	---	---	---
60	0,15	0,1	0,15	0,05	0,1	<b>0,05</b>	0,05	---	---	---	---
80	0,2	0,1	0,25	0,05	0,15	<b>0,1</b>	0,05	0,05	0,05	---	---
100	0,3	0,2	0,2	0,1	0,2	<b>0,2</b>	0,1	0,15	0,1	---	---
120	0,35	0,25	0,3	0,1	0,25	<b>0,25</b>	0,15	0,2	0,1	---	---

### Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Der entscheidende Biegeriss (S6) trat erst bei ca. 38 % (50 kN) der Bruchlast auf und wurde durch das Risseinleitungsblech im Bereich der Längsbewehrungsumhüllung zum Ausschalten der Dübelwirkung initiiert (Punkt A). Beim Referenzversuch trat dieser Riss erst bei 110 kN auf. Ab ca. 54 % (70 kN) der Bruchlast neigte sich der Riss in Richtung Lasteinleitung (Punkt B). Bei ca. 93 % (120 kN) der Bruchlast erreichte der Riss die Druckzone (Punkt C) und die Rissweite betrug bereits 0,25 mm. Die Rissneigung betrug ebenfalls deutlich unter 45°. Die Durchbiegung des Versuchskörpers bei der Laststufe 120 kN war unter der Lasteinleitung ca. 5 % größer als beim Referenzversuch. Die Differenz zwischen WA 3 und WA 4 betrug sogar 18 % mehr. Der Probekörper versagte bei 129,68 kN durch die Fortsetzung des Risses S6 zur Lasteinleitung. Auch bei diesem Versuchskörper stellte sich ein

Sekundärriss ein. Durch die ausgeschaltete Dübelwirkung beschränkte sich die Tragfähigkeit der Zugzone auf die Rissreibung, weshalb es zu einem früheren Versagen kam. Zudem führte der Ausfall der Dübelwirkung zu einer größeren Rissöffnung und Rissuferverschiebung am maßgebenden Schubriss. Bei 120 kN betrug die Differenz der vertikalen Verschiebung vor und hinter dem maßgebenden Riss 18 % mehr als beim Referenzversuch.

7.4.2.4 Versuch V-Q-4

Querkraft im Bruchzustand: 79,63 kN  
Querkraft in Prozent zum Referenzversuch: 95 %  
Druckzone: verlagert  
Rissreibung: vorhanden  
Dübelwirkung: vorhanden

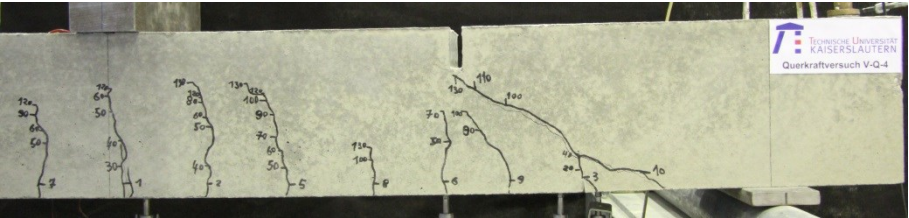


Abb. 7.55: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch

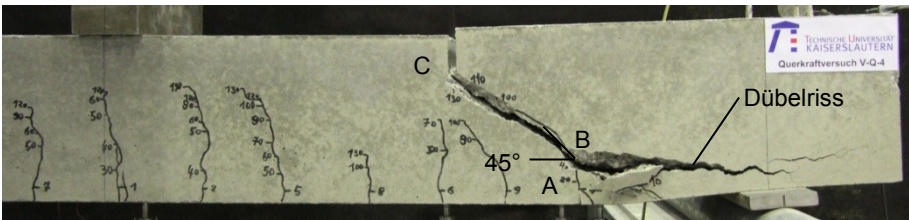


Abb. 7.56: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 142,53$  kN

Tab. 7.9: Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung bei Versuch V-Q-4

V-Q-4	Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung [mm]										
Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
40	0,05	0,05	0,05	0,05	---	---	---	---	---	---	---
60	0,15	0,05	0,05	0,1	0,05	0,1	0,1	---	---	---	---
80	0,2	0,1	0,05	0,15	0,1	0,1	0,1	---	---	---	---
100	0,2	0,15	0,1	0,25	0,15	0,15	0,2	0,05	0,05	---	---
120	0,35	0,2	0,2	0,3	0,2	0,3	0,25	0,05	0,1	---	---
140	0,35	0,25	0,25	0,25	0,2	0,3	0,25	0,25	0,15	0,5	0,05

Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Durch den geringeren Hebelarm infolge der verlagerten Druckzone trat bereits bei der Laststufe 20 kN der entscheidende Riss an der Stelle A auf (S3). Auch bei diesem Versuchskörper war ein Rissblech eingebaut. Die weiteren Biegerisse traten analog zum Referenzversuch auf und neigten sich mit steigender Belastung in

Richtung der Lasteinleitung. Der Riss S3 neigte sich bei ca. 28 % (40 kN) in Richtung Lasteinleitung (Punkt B), was auf die geringere statische Höhe in diesem Bereich zurückgeführt werden kann. Im Gegensatz zum Referenzversuch stellte sich der Sekundärriss bei ca. 91 % (130 kN) der Bruchlast und nicht erst beim schlagartigen Versagen ein. Der Riss erreichte bei einer Last von 142,53 kN die rechnerische Biegedruckzone (Punkt C) und der Versuchskörper versagte durch den Dübelriss bei einer Rissbreite von ca. 0,25 mm. Das Versagen kann als Biegeschubriss mit Schräggriss bezeichnet werden. Durch die verlagerte Druckzone wurde die Rissbildentwicklung zunächst positiv beeinflusst (analog zu gevouteten Bauteilen). Die 5 % geringere Tragfähigkeit im Vergleich zum Referenzversuch kann auf die lokale Spannungskonzentration im Bereich der verlagerten Druckzone zurückgeführt werden.

7.4.2.5 Versuch V-Q-5

Querkraft im Bruchzustand: 83,71 kN (69,18 kN)  
Querkraft in Prozent zum Referenzversuch: 100 % (83 %)  
Druckzone: verlagert  
Rissreibung: vorhanden  
Dübelwirkung: ausgeschaltet

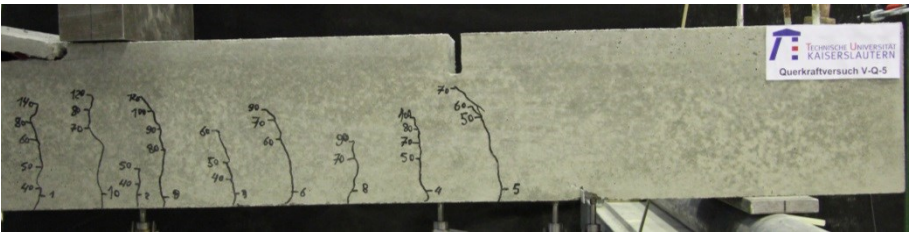


Abb. 7.57: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch



Abb. 7.58: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 149,94$  kN

Tab. 7.10: Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung bei Versuch V-Q-5

V-Q-5	Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung [mm]										
Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
40	0,05	0,05	0,05	---	---	---	---	---	---	---	---
60	0,05	0,05	0,1	0,05	0,15	0,05	0,05	---	---	---	---
80	0,1	0,05	0,1	0,1	0,35	0,1	0,1	0,05	0,05	0,1	---
100	0,1	0,05	0,1	0,1	0,3	0,15	0,1	0,1	0,1	0,05	---
120	0,15	0,05	0,1	0,2	0,4	0,2	0,15	0,1	0,1	0,1	---
140	0,15	0,05	0,1	0,2	0,6	0,2	0,15	0,05	0,15	0,1	---



### Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Bei diesem Versuchskörper trat kein Riss am Risseinleitungsblech auf. Der Riss S5 verlängerte sich ab 47 % (70 kN) der Bruchlast nicht mehr, die Rissweite wurde jedoch größer. Der Versuchskörper versagte plötzlich auf dem gleichen Lastniveau wie der Referenzversuch (149,94 kN) jedoch auf der ungeschwächten Seite des Balkens. Auf dieser Seite war die Querkraft 20 % geringer als auf der geschwächten Seite und betrug mit  $V_u = 69,18$  kN weniger als die Bruchlast beim Referenzversuch ( $V_{u,Ref} = 83,53$  kN). Dieser Unterschied kann auf ein Verankerungsversagen zurückgeführt werden. Die Rissbildentwicklung wurde bei diesem Versuch zunächst positiv beeinflusst (analog zu gevouteten Bauteilen). Durch das Rissbild bildete sich auf der geschwächten Seite ein Sprengwerk aus. Die Druckstrebe wurde nicht durch kreuzende Risse geschwächt. Dies führte zu der hohen Tragfähigkeit auf der geschwächten Seite. Durch das Sprengwerk wurde eine große Kraft in die Längsbewehrung eingeleitet, wodurch es zu einem Verankerungsversagen auf der ungeschwächten Seite kam. In diesem Bereich wurden gerade Stabenden und keine Winkelhaken ausgeführt.

#### 7.4.2.6 Versuch V-Q-6

Querkraft im Bruchzustand:	19,77 kN
Querkraft in Prozent zum Referenzversuch:	24 %
Druckzone:	unverändert
Rissreibung:	ausgeschaltet
Dübelwirkung:	ausgeschaltet

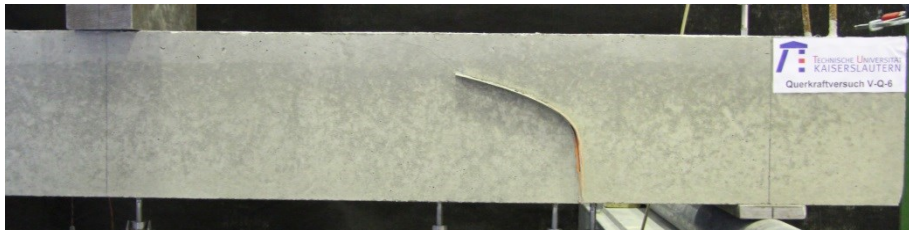


Abb. 7.59: Seitenansicht des Probekörpers vor dem Bruch

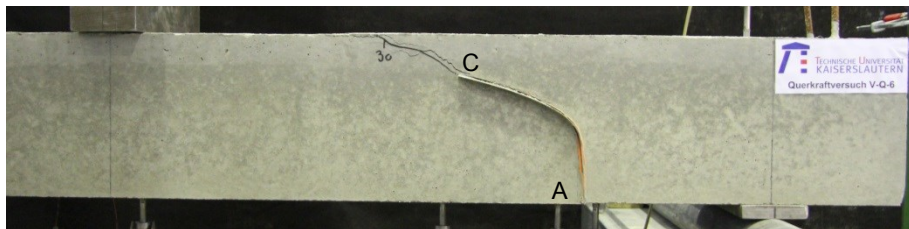


Abb. 7.60: Seitenansicht des Probekörpers nach dem Versagen  $F_u = 33,96$  kN

### Beschreibung des Versagens und des Tragverhaltens

Durch das Ausschalten der Rissreibung und der Dübelwirkung konnte der Riss fast ungehindert um die Risspitze rotieren. Hierdurch konnte der Biegeschubriss nicht bis zur Lasteinleitung wachsen, sondern versagte durch die starke Rotation schon auf geringem Lastniveau ( $F_u = 33,96 \text{ kN}$ ). Durch Abb. 7.46 wird die große Rissuferverschiebung verdeutlicht. Die Beobachtungen bestätigten die Feststellung von *Reineck 1990*, dass der Ausfall der Zugzone zum Versagen führt.

#### 7.4.3 Vergleich der Versuche

Nachfolgend werden die einzelnen Versuchsergebnisse miteinander verglichen. Die Last-Verformungskurven aller Versuche können Abb. 7.45 entnommen werden. Hierdurch wird der Einfluss der ausgeschalteten Traganteile auf die Steifigkeit der einzelnen Versuchskörper sichtbar. Die Biegelinien aller Versuche bei den Zylinderlasten 30, 60 und 120 kN können Abb. 7.46 bis Abb. 7.48 entnommen werden. Durch diese Diagramme werden die vertikalen Verschiebungen links und rechts des maßgebenden Biegeschubrisses deutlich, die je nach ausgeschaltetem Traganteil variieren. In Tab. 7.5 ist die Differenz dieser vertikalen Verschiebungen abgedruckt. In Tab. 7.11 ist der Vergleich der maximalen Querkräfte im Versuch untereinander und im Vergleich zu den einzelnen prozentualen Traganteilen nach dem Ansatz von *Görtz 2004* aufgeführt. Der Vergleich verdeutlicht, dass die Abminderung der Querkräfte durch das Ausschalten der einzelnen Traganteile im Bruchzustand deutlich von der rechnerischen Abminderung abweicht. Die größte tatsächliche Abminderung wird durch das Ausschalten der Rissreibung, gefolgt von dem Ausschalten der Dübelwirkung und am geringsten durch das Ausschalten der Druckzone erreicht. Dies entspricht der entgegengesetzten Reihenfolge zur rechnerischen Abminderung. Die Druckzonentragfähigkeit ist rechnerisch der größte Traganteil. Durch das Versagen der Zugzone (Rissreibung und Dübelwirkung) kann der Biegeschubriss instabil in die Druckzone eindringen und es kommt zum Versagen des Systems.

Tab. 7.11: Vergleich zwischen den rechnerischen und den experimentellen Tragfähigkeiten

Versuch	$V_u$ [kN]	$V_u / V_{u,Ref}$	nach dem Modell von Görtz 2004 <sup>3</sup>				
			$V_{c,comp}$ [kN]	$V_{c,r}$ [kN]	$V_{c,do}$ [kN]	$V_{cal}$ [kN]	$V_{cal} / V_{cal,Ref}$
			50 %	20 %	30 %	100 %	
V-Q-1 <sup>1</sup>	83,5	1,00	41,8	16,7	25,1	83,5	1,00
V-Q-2	42,5	0,51	41,8	0,0	25,1	66,8	0,80
V-Q-3	72,6	0,87	41,8	16,7	0,0	58,5	0,70
V-Q-4	79,6	0,95	0,0	16,7	25,1	41,8	0,50
V-Q-5 <sup>2</sup>	83,7	1,00	0,0	16,7	0,0	16,7	0,20
V-Q-6	19,8	0,24	41,8	0,0	0,0	41,8	0,50

<sup>1</sup> Referenzversuch

<sup>2</sup> Versagen auf der ungeschwächten Seite

<sup>3</sup> siehe auch Abschnitt 7.5.4.3

#### 7.4.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen

Durch Versuchsbeobachtung und Versuchsauswertung konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Unabhängig von der beeinflussten Tragwirkung erfolgt ein schlagartiges Versagen;
- Wenn nur ein Traganteil beeinflusst wird, beeinträchtigt das Ausschalten der Rissreibung die Tragfähigkeit des Bauteils am stärksten;
- Das Ausschalten der Dübelwirkung und folglich des Verbundes im Bereich der Ummantelung der Längsbewehrung verursacht eine größere Rissufernverschiebung sowie eine größere Rissöffnung am maßgebenden Biegeschubbriss und somit eine größere Rotation;
- Das Ausschalten der Dübelwirkung sowie der Rissreibung und somit der kompletten Zugzone führt direkt zu einer größeren Rotation und einem instabilen Risswachstum, das zum schlagartigen Versagen auf einem niedrigen Lastniveau führt;
- Das Verlagern der Druckzone führt zu einer flacheren Druckstrebe, wodurch das Risswachstum positiv beeinflusst wird. Die Biegerisse wachsen nicht sofort bis in den Bereich der maßgebenden Druckstrebe. Dieser Effekt wird durch das zusätzliche Ausschalten der Dübelwirkung und somit des Verbundes im Bereich der Bewehrung verschärft, wodurch sich ein Sprengwerk ausbilden kann und die Druckstreben nicht durch kreuzende Risse geschwächt werden.

Durch die eigenen Versuche konnte nachgewiesen werden, dass die Traganteile der Rissreibung und der Dübelwirkung den entscheidenden Einfluss auf das Auslösen des Versagens nehmen. Eine mögliche Anwendung der Ergebnisse ist in Abschnitt 7.6 aufgeführt. Dies bedeutet jedoch nicht, dass diese Traganteile den rechnerisch größten Traganteil an der Gesamttragfähigkeit aufweisen. Das Ziel der nachfolgenden theoretischen Untersuchungen ist die Verifizierung der quantitativen Einflüsse der einzelnen Traganteile.

## **7.5 Theoretische Untersuchungen**

### **7.5.1 Allgemeines**

Neben den experimentellen Untersuchungen soll die Nachrechnung von Hohlkörper- und Installationsdecken zu einem besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit beitragen. Hierzu werden Versuche auf Grundlage des Bemessungsmodells nach *Görtz 2004* nachgerechnet (siehe auch Gleichung (7.27), Seite 176). Das Bemessungsmodell nach *Görtz 2004* wurde gewählt, weil dieser die Gesamttragfähigkeit durch eine Addition der drei Haupttraganteile ermittelt. Ziel der Nachrechnung ist es zum einen den Einfluss der Hohlkörper oder der Öffnungen bei den Installationsdecken auf die einzelnen Haupttraganteile zu bestimmen und zum anderen zu ermitteln, ob der Berechnungsansatz realistische Ergebnisse liefert.

Der rechnerische Anteil der drei Haupttraganteile - ungerissene Druckzone, Rissreibung und Dübelwirkung - wird zur Veranschaulichung visualisiert.

Die Berechnung baut auf *Aldejohann 2009* auf, der die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern auf Grundlage von *Görtz 2004* berechnet hat.



Im Folgenden werden das verwendete Berechnungsmodell und die verwendeten Materialeigenschaften vorgestellt. Die einzusetzenden Materialeigenschaften haben einen großen Einfluss auf die Berechnung. Abschließend werden die Ergebnisse der Nachrechnung visualisiert, zusammengefasst und eine mögliche Anwendung angeführt.

## 7.5.2 Anwendung des Rechenmodells

Das mechanische Modell nach *Görtz 2004* basiert auf der Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone. Für die Gesamtragfähigkeit werden die einzelnen Traganteile addiert. Nachfolgend wird beschrieben, wie die einzelnen Traganteile unter Berücksichtigung der Hohlkörper berechnet werden können.

### 7.5.2.1 Traganteil der ungerissenen Druckzone

Die Berechnung des Traganteils der ungerissenen Betondruckzone erfolgt analog zu *Görtz 2004* nach dem Ansatz von *Zink 1999* (siehe Abschnitt 7.2.3.2). Die Berechnung der Tragfähigkeit, entsprechend Gleichung (7.7), erfolgt über 100 Stützstellen. Für jede Stützstelle wird die Breite  $b(y)$  in Abhängigkeit der Lage und unter Berücksichtigung der Hohlkörper (siehe auch Abb. 7.61) mit dem Abstand der Stützstellen und der Schubspannung  $\tau(y)$  nach Gleichung (7.40) multipliziert. Die Summe der einzelnen Traganteile ergibt die Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone.

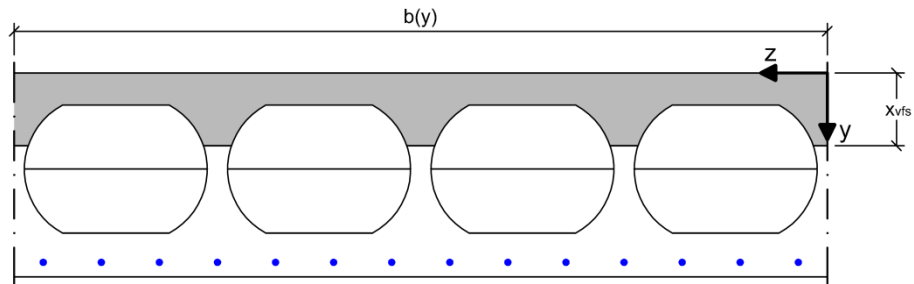


Abb. 7.61: Reduzierung der Betondruckzone durch die Hohlkörper

Die Biegetragfähigkeit ist bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit nicht voll ausgenutzt, weshalb *Zink 1999* vereinfachend für die Ermittlung der Nulllinienlage und der Schubspannungen von einer linearen Normalspannungsverteilung in der Druckzone ausgeht. Durch diesen linearen Verlauf der Druckspannungen entsteht ein parabelförmiger Schubspannungsverlauf über die Höhe der Betondruckzone. Unter der Annahme einer Schubspannung von Null am gedrückten freien Rand und einer Schubspannung gleich dem Wert der Betonzugfestigkeit auf Höhe der Dehnungsnulllinie können die Schubspannungen bestimmt werden.

$$\tau(y) = \frac{-f_{ctm}}{(k_x \cdot d)^2} \cdot y^2 + \frac{2 \cdot f_{ctm}}{k_x \cdot d} \cdot y \quad (7.40)$$

mit:  $\tau(y)$  Schubspannung in Abhängigkeit der y-Koordinate und unter Berücksichtigung des parabelförmigen Schubspannungsverlaufs

$f_{ctm}$  mittlere Betonzugfestigkeit nach Gleichung (7.9), Seite 155

### 7.5.2.2 Traganteil der Rissreibung

Der Traganteil der Rissreibung entspricht den über die Rissufer übertragbaren Normal- und Schubspannungen nach *Walraven 1980* (siehe Abschnitt 7.2.3.3).

Für die Berechnung wird der Rissverlauf nach *Görtz 2004* angesetzt (siehe Gleichung (7.26)). Zur vereinfachten Berechnung des Rissverlaufs wird dieser nicht beginnend von der Längsbewehrung, sondern von der Risspitze in der Dehnungsnulllinie ausgehend nach Gleichung (7.41) berechnet (siehe auch Abb. 7.62).

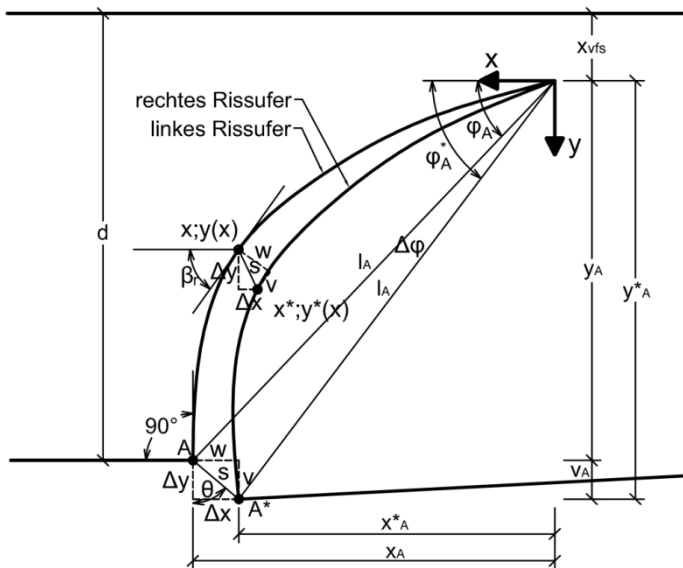


Abb. 7.62: Rotation des Rissufers um die Risspitze in Anlehnung an *Aldejohann 2009*

$$y(x) = y_A - \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{(x_A - x)}{a} \cdot d} \quad (7.41)$$

mit:  $y(x), x$   $y$ -,  $x$ -Koordinate des linken Rissufers bezogen auf die Risspitze

$y_A, x_A$   $y$ -,  $x$ -Koordinate des Knoten A auf Höhe der Längsbewehrung bezogen auf die Risspitze nach den Gleichungen (7.42) und (7.43)

$$y_A = d - x_{vfs} \quad (7.42)$$

mit:  $x_{vfs}$  Druckzonenhöhe

$$x_A = \frac{y_A^4 \cdot a}{d^4 \cdot 1,5} \quad (7.43)$$

Nach der Beschreibung des Rissverlaufes wird die Rotation des Risses um die Risspitze mit dem Winkel  $\Delta\varphi$  über die Koordinaten  $y^*(x)$  und  $x^*$  des rechten Rissufers ermittelt (siehe Abb. 7.62). Die Herleitung ist in Anhang F.4.1 aufgeführt.

Mithilfe der Koordinaten des linken und rechten Rissufers lassen sich die Rissbreite  $w(x)$  und die Rissuferverschiebung  $v(x)$  an jeder Stelle des Rissverlaufs bestimmen (siehe Abb. 7.62). Die Herleitung ist in Anhang F.4.2 aufgeführt.

Die nach *Walraven 1980* von der Rissbreite  $w$  und der Rissuferverschiebung  $v$  abhängigen Normal- und Schubspannungen im Riss werden unter Berücksichtigung der Spannungsbeziehungen in Tab. 7.12 und Tab. 7.13 berechnet. Hierzu wird der Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager in 1.000 Stützstellen unterteilt, wodurch der Riss über ca. 100 - 250 Stützstellen berechnet wird.

Tab. 7.12: Schubspannungsbeziehungen nach *Walraven 1980* aus *Görtz 2004*

Bedingung	Schubspannung
$v < \frac{f_{cm,cube}}{30 \cdot [1,8 \cdot w^{0,8} + (0,234 \cdot w^{0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\tau_{c,r} = 0$
$v > \frac{f_{cm,cube}}{30 \cdot [1,8 \cdot w^{0,8} + (0,234 \cdot w^{0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\tau_{c,r} = -\frac{f_{cm,cube}}{30} + [1,8 \cdot w^{0,8} + (0,234 \cdot w^{0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}] \cdot v$
$v < \frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube}^{0,56} + f_{cm,cube}/30}{1,8 \cdot w^{0,8} + (0,234 \cdot w^{0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}}$	
$v > \frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube}^{0,56} + f_{cm,cube}/30}{1,8 \cdot w^{0,8} + (0,234 \cdot w^{0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}}$	$\tau_{c,r} = (-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$

Tab. 7.13: Normalspannungsbeziehungen nach *Walraven 1980* aus *Görtz 2004*

Bedingung	Normalspannung
$v < \frac{f_{cm,cube}}{20 \cdot [1,35 \cdot w^{0,63} + (0,191 \cdot w^{0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\sigma_{c,r} = 0$
$v > \frac{f_{cm,cube}}{20 \cdot [1,35 \cdot w^{0,63} + (0,191 \cdot w^{0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\sigma_{c,r} = -\frac{f_{cm,cube}}{20} + [1,35 \cdot w^{0,63} + (0,191 \cdot w^{0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}] \cdot v$
$v < \frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube}^{0,56} + f_{cm,cube}/20}{1,35 \cdot w^{0,63} + (0,191 \cdot w^{0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}}$	
$v > \frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube}^{0,56} + f_{cm,cube}/20}{1,35 \cdot w^{0,63} + (0,191 \cdot w^{0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}}$	$\sigma_{c,r} = (-0,1417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$

Die Schubspannungen werden nach *Görtz 2004* und *Aldejohnann 2009* auf  $0,5 \cdot f_{ctm}$  begrenzt und fallen beim Erreichen des Grenzwertes aus. Der Traganteil der Rissreibung wird durch die Integration des vertikalen Anteils der Normal- und Schubspannungen entlang des Risses über Stützstellen berechnet (siehe Gleichung (7.44)).

$$V_{c,r} = \int_0^{x_A} [\tau_{c,r}(x) \cdot \sin(\beta_r(x)) - \sigma_{c,r}(x) \cdot \cos(\beta_r(x))] \cdot [b - b_{vf,ges}(x)] dx \quad (7.44)$$

- mit:
- $\tau_{c,r}$  Schubspannung längs des Risses infolge Rissverzahnung (siehe Tab. 7.12)
  - $\sigma_{c,r}$  Normalspannung senkrecht zum Riss infolge Rissverzahnung (siehe Tab. 7.13)
  - $b$  Bauteilbreite
  - $b_{vf,ges}$  Gesamtbreite der vorhandenen Hohlkörper oder Rohrdurchmesser bei den Installationsdecken

Bei der Berechnung wird unterstellt, dass die vertikale Rissufernverschiebung durch den Ausfall der Dübeltragwirkung beschränkt ist. Nach *Aldejohann 2009* muss untersucht werden, bei welcher vertikalen Rissufernverschiebung  $v_A$  zwischen  $v_A = 0,01$  mm und 0,10 mm der Maximalwert der Gesamttragfähigkeit erreicht wird.

### 7.5.2.3 Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung

Der Traganteil der Dübelwirkung wird analog zu *Görtz 2004* nach *Baumann u. Rüsch 1970* berechnet (siehe Abschnitt 7.2.3.4). Durch die Begrenzung der vertikalen Rissufernverschiebung auf 0,1 mm wird der Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung nach Gleichung (7.45) berechnet.

$$V_{c,do} = \max V_{c,do} \cdot \frac{v_A [\text{mm}]}{0,1} \quad (7.45)$$

mit:  $\max V_{c,do}$  maximale Dübelkraft beim Erreichen von  $v_A = 0,1$  mm nach Gleichung (7.19) bzw. (7.20)

$v_A$  gegenseitige vertikale Verschiebung der Rissufer auf Höhe der Längsbewehrungsachse

Durch die Hohlkörper wird die Tragfähigkeit der Dübelwirkung nach *Aldejohann 2009* reduziert. Dies wird mit der geringeren Nettobreite des Querschnitts und somit mit der Betonfläche, zur Aufnahme der durch die Dübelwirkung verursachten Zugkräfte, begründet. *Aldejohann 2009* setzt für Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern den Mittelwert der Nettobreite an zwei Horizontalschnitten an. Die Nettobreite  $b_{n,1}$  wird auf der Höhe der Längsbewehrung und die Nettobreite  $b_{n,2}$  auf Höhe des Äquators der Hohlkörper berechnet. Für das untersuchte Hohlkörperdeckensystem beschränkt sich der Abzug zur Berechnung von  $b_{n,1}$  auf die Längsbewehrung.

$$b_{n,1} = b - \varnothing_s \cdot n_s - \frac{\pi \cdot r_1^2}{S_{L,vf}} \cdot n_{Q,vf} \quad (7.46)$$

mit:  $b_{n,1}$  Nettoquerschnittsbreite auf Höhe der Längsbewehrungsachse

$r_1$  Radius der Hohlkörper auf Höhe der Längsbewehrung im Horizontalschnitt

$S_{L,vf}$  Achsabstand der Hohlkörper in Längsrichtung

$n_{Q,vf}$  Anzahl vorhandener Hohlkörper in Querrichtung

$$b_{n,2} = b - \frac{\pi \cdot r_{D,vf}^2}{S_{L,vf}} \cdot n_{Q,vf} \quad (7.47)$$

mit:  $b_{n,2}$  Nettoquerschnittsfläche auf Höhe der Hohlkörperachse

$r_{D,vf}$  größter Hohlkörperradius – Horizontalschnitt

Für die Berechnung des Traganteils der Dübelwirkung bei den Installationsdecken wird vereinfachend die Nettoquerschnittsbreite  $b_n$  auf Höhe der Längsbewehrungsachse angesetzt.

### 7.5.3 Eingesetzte Materialeigenschaften

#### 7.5.3.1 Betondruckfestigkeit

Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit muss zwischen der Lagerungsart und den Abmessungen des Probekörpers unterschieden werden (*Zilch u. Zehetmaier 2010*). Werden diese Parameter nicht eindeutig beschrieben, können die Versuchsauswertungen auf Grundlage falscher Parameter basieren.

#### Probekörpergeometrie

Für die Betondruckfestigkeitsprüfung können Würfel, Zylinder oder Prismen in unterschiedlichen Abmessungen verwendet werden. In Deutschland werden im Regelfall Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm bevorzugt eingesetzt (*DIN 1045-2*). In Abhängigkeit der Schubslankheit des Probekörpers werden unterschiedliche Werte der Betondruckfestigkeit erreicht. Die Schubslankheit beeinflusst die Reibung zwischen den Druckplatten der Prüfmaschine und dem Beton und somit die Querdehnungsbehinderung, die ein Aufspalten der Probekörper in den Endbereichen behindert und somit die Betondruckfestigkeit beeinflusst (*Zilch u. Zehetmaier 2010*). Die größten Werte der Betondruckfestigkeiten werden durch Prüfungen mit Würfeln, gefolgt von Prüfungen an Zylinder und der Prüfungen an Prismen erreicht. Bei der am Prisma ermittelten Druckfestigkeit ist somit der Einfluss der Querdehnungsbehinderung am geringsten. Die Prismendruckfestigkeit entspricht der tatsächlichen Druckfestigkeit innerhalb eines Bauteils unter einaxialer Beanspruchung am besten. Die Werte der einzelnen Betondruckfestigkeitsprüfungen können durch Umrechnungsfaktoren in Beziehung gebracht werden (*Zilch u. Zehetmaier 2010, Reineck u. a. 2012*).

#### Lagerungsart

Es wird zwischen zwei Lagerungsarten der Probekörper unterschieden, die sich auf die Betondruckfestigkeit auswirken. Die sogenannte Nasslagerung (Referenzverfahren) ist in der *DIN EN 12390-2* geregelt und wird in den meisten europäischen Ländern im Regelfall angewendet. Die Probekörper werden nach dem Ausschalen bis zum Prüfbeginn in Wasser oder in der Feuchtekammer bei einer relativen Luftfeuchte  $\geq 95\%$  gelagert. Die an diesen nass gelagerten Probekörpern ermittelte Betondruckfestigkeit dient als Grundlage für die Bemessung nach *DIN EN 1992-1-1*.

Abweichend von dem Standardverfahren darf in Deutschland nach dem Nationalen Anhang der *DIN EN 12390-2* die Dauer der Nasslagerung auf sieben Tage reduziert und die Probekörper anschließend bis zur Prüfung bei Raumklima gelagert werden. Die an den „trocken“ gelagerten Probekörpern ermittelten höheren Werte der Betondruckfestigkeit müssen auf Betondruckfestigkeiten nass gelagerter Probekörper umgerechnet werden.

In Deutschland werden die Probekörper im Regelfall nach dem Ausschalen direkt beim Versuchskörper gelagert. Der Grund hierfür ist, dass hierdurch die Luftfeuchte für die Probekörper und die Versuchskörper identisch ist.

## **Angaben zur Betondruckfestigkeit in der Literatur**

In der Literatur werden häufig nur unzureichende Angaben zu den Probekörpern und ihrer Lagerungsart aufgeführt oder die Lagerungsart nicht angegeben. Durch unterschiedliche Umrechnungsfaktoren sind in der Literatur teilweise unterschiedliche Betondruckfestigkeiten für denselben Versuchskörper angegeben.

Für die Nachrechnung der Versuche aus *Bhal 1968*, *Grimm 1997*, *Leonhardt u. Walther 1962* und *Remmel 1994* wurden als Eingangsparameter die einaxialen Druckfestigkeiten aus *Reineck u. a. 2012* angesetzt. Für die Hohlkörperdecken und die Installationsdecken aus *Thiele u. Schnell 2006* werden die Druckfestigkeiten der trocken gelagerten Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm direkt entnommen. Diese Werte werden durch die nachfolgenden Faktoren umgerechnet.

## **Umrechnungsfaktoren**

Die Würfeldruckfestigkeiten, ermittelt an trocken gelagerten Würfeln,  $f_{cm, cube, dry}$  werden nach Gleichung (4.3) und Gleichung (4.4) auf Seite 34 in Zylinderdruckfestigkeiten nass gelagerter Zylinder  $f_{cm}$  umgerechnet. Zur Umrechnung der Prismendruckfestigkeit  $f_{1c}$  bei den Versuchen aus der Literatur wird Gleichung (7.48) verwendet (siehe auch *Reineck u. a. 2012*).

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_{cm} \quad (7.48)$$

mit:  $f_{1c}$  einaxiale Druckfestigkeit nass gelagerter Prismen  
( $a/a/h = 100/100/500$  mm)

### **7.5.3.2 Betonzugfestigkeit**

Die maßgebende Festigkeitsgröße der Betonzugfestigkeit ist die einaxiale Zugfestigkeit (*Reineck u. a. 2012*). Die Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit ist aufgrund der Lasteinleitung schwer zu realisieren, weshalb diese indirekt über Spaltzugversuche oder Biegezugversuche unter Verwendung von Umrechnungsfaktoren bestimmt wird (*Zilch u. Zehetmaier 2010*). Des Weiteren kann die Betonzugfestigkeit durch empirische Beziehungen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit berechnet werden.

Für die Nachrechnung der Versuche wird der logarithmische Ansatz von *Remmel 1994* nach Gleichung (7.9) auf Seite 155, unter Verwendung der mittleren Betondruckfestigkeit eingesetzt. Dieser Ansatz wurde ebenfalls von *Zink 1999* zur Berechnung der ungerissenen Druckzone verwendet.

Der Ansatz nach *Remmel 1994* basiert im unteren Festigkeitsbereich auf dem Potenz-Ansatz von *Heilmann 1969* für normalfeste Betone ( $f_{ct} = 0,27 \cdot f_c^{2/3}$ ) und stützt sich im oberen Festigkeitsbereich auf Versuchsergebnisse. Nach *Remmel 1994* liefert dieser Ansatz sowohl für normalfesten Beton und als auch für hochfesten Beton eine gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Werten, weshalb dieser Ansatz für die Nachrechnung der Versuche generell angesetzt wird.

### 7.5.3.3 Elastizitätsmodule der Betone

Der Elastizitätsmodul des Betons wird analog zur Betonzugfestigkeit über eine empirisch abgeleitete Beziehung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit berechnet. Zur Nachrechnung der Versuche wird die Gleichung (7.10) auf Seite 155 nach *Grimm 1997* unter Verwendung der mittleren Betondruckfestigkeit angewendet.

### 7.5.4 Visualisierung der nachgerechneten Tragfähigkeiten

#### 7.5.4.1 Allgemeines

Die nachgerechneten Tragfähigkeiten werden mit den Versuchsergebnissen verglichen. Zudem werden die einzelnen Traganteile berechnet und diese für einzelne Versuche visualisiert. Hierzu werden Diagramme abgebildet, in denen der Verlauf und die Lage des Biegeschubrisses, die Lage der Nulllinie und die Größe der drei Querkrafttraganteile zu erkennen sind. Die Größe des Traganteils der ungerissenen Druckzone ( $V_{c,comp}$ ) und des Traganteils der Rissreibung ( $V_{c,r,\tau}$  und  $V_{c,r,\sigma}$ ) werden über die Stützstellen dargestellt. Der Traganteil der Dübelwirkung ( $V_{c,do}$ ) wird als Spannungsblock über die Höhe des Längsbewehrungsdurchmessers dargestellt. Die Flächeninhalte entsprechen den jeweiligen rechnerischen Traganteilen und in der Summe der rechnerischen Tragfähigkeit ( $V_{cal}$ ). Zudem wird der Quotient aus experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit angegeben ( $V_u / V_{cal}$ ).

Entsprechend der untersuchten Decken werden die Ergebnisse in vier Gruppen unterteilt. Es werden Stahlbetonbauteile aus der Literatur, Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen und mit kugelförmigen Hohlkörpern sowie Installationsdecken untersucht.

#### 7.5.4.2 Untersuchte Stahlbetonbauteile aus der Literatur

Die Nachrechnung von Stahlbetonbauteilen aus der Literatur erfolgt an 30 Versuchen aus *Bhal 1968*, *Grimm 1997*, *Leonhardt u. Walther 1962* und *Remmel 1994*. In Tab. F.3 sind die Bauteilabmessungen und Materialkennwerte zusammengefasst.

Die Versuche wurden analog zu *Görtz 2004* und *Aldejohann 2009* nachgerechnet und dienen vor allem zum Nachweis der aufgestellten Tabellenkalkulation. Die Ergebnisse stimmen gut überein. Geringfügige Abweichungen sind auf eine unterschiedliche Anzahl der Stützstellen oder den Ansatz unterschiedlicher Betondruckfestigkeiten zurückzuführen.

Die rechnerischen Tragfähigkeiten sowie die einzelnen Traganteile sind in Tab. 7.14 den experimentellen Bruchlasten  $V_u$  gegenübergestellt. Durch die Tabelle wird die gute Übereinstimmung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit mit den Versuchswerten bestätigt.

Exemplarisch ist ein Versuch pro Versuchsserie in Abb. 7.63 bis Abb. 7.66 visualisiert. Es ist zu erkennen, dass die einzelnen Traganteile in Abhängigkeit der Geometrie einen unterschiedlich hohen Anteil an der Gesamttragfähigkeit aufweisen. Der hohe Rissreibungsanteil der Versuche nach *Bhal 1968* ist auf die Variation der Rissuferverschiebung von  $v_a \leq 0,1$  zurückzuführen.

Tab. 7.14: Zusammenstellung der Ergebnisse aus den Untersuchungen der Stahlbetonbauteile aus der Literatur

Versuche	$V_u$	$v_A$	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,do}$		$V_{cal}$	$V_u / V_{cal}$
	[kN]	[mm]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
Bhal B1	72	0,02	42,20	57,4	26,73	36,3	4,65	6,3	73,58	0,98
Bhal B2	120	0,02	94,33	57,9	64,89	39,8	3,78	2,3	163,01	0,74
Bhal B5	106	0,01	67,76	60,9	41,01	36,9	2,43	2,2	111,21	0,95
Bhal B7	138	0,01	102,67	61,4	62,46	37,3	2,15	1,3	167,28	0,82
Grimm s1.1	70	0,10	47,49	60,8	3,57	4,6	27,11	34,7	78,16	0,90
Grimm s1.2	76	0,10	55,62	63,3	4,14	4,7	28,04	31,9	87,80	0,87
Grimm s1.3	99	0,10	65,60	51,4	13,48	10,6	48,62	38,1	127,70	0,78
Grimm s2.2	187	0,01	117,25	61,6	69,24	36,4	3,98	2,1	190,47	0,98
Grimm s2.3	123	0,10	88,70	61,1	6,20	4,3	50,25	34,6	145,14	0,85
Grimm s3.1	138	0,10	133,20	74,7	6,90	3,9	38,26	21,4	178,35	0,77
Grimm s3.3	193	0,10	175,48	74,6	11,08	4,7	48,74	20,7	235,30	0,82
Grimm s4.1	74	0,10	49,96	60,8	3,11	3,8	29,05	35,4	82,12	0,90
Grimm s4.2	90	0,10	58,40	62,9	4,45	4,8	29,93	32,3	92,78	0,97
Grimm s4.3	122	0,10	68,52	50,5	15,79	11,6	51,43	37,9	135,75	0,90
Leonhardt 4	87	0,10	41,20	52,3	17,74	22,5	19,82	25,2	78,77	1,10
Leonhardt 5	77	0,08	41,20	51,1	23,51	29,2	15,86	19,7	80,57	0,96
Leonhardt 6	68	0,10	41,20	62,7	4,65	7,1	19,82	30,2	65,67	1,04
Leonhardt 7-1	61	0,10	41,79	63,8	3,90	6,0	19,76	30,2	65,45	0,93
Leonhardt 8-1	64	0,10	43,67	65,2	2,80	4,2	20,48	30,6	66,96	0,96
Leonhardt EA 1	58	0,10	33,10	51,9	18,13	28,4	12,61	19,8	63,84	0,91
Leonhardt D1/1	7	0,10	2,53	54,5	0,86	18,6	1,25	26,9	4,64	1,51
Leonhardt D2/2	23	0,10	10,36	54,9	3,42	18,1	5,09	27,0	18,86	1,22
Leonhardt D3/2	43	0,10	24,02	54,5	8,30	18,8	11,74	26,6	44,06	0,98
Leonhardt D4/1	74	0,10	43,09	54,4	15,09	19,1	21,03	26,6	79,21	0,93
Leonhardt C1	21	0,10	11,15	54,1	1,46	7,1	8,02	38,9	20,63	1,02
Leonhardt C2	65	0,02	33,45	56,7	23,58	40,0	1,95	3,3	58,98	1,10
Rommel s1_1	46	0,10	26,99	66,6	1,78	4,4	11,77	29,0	40,55	1,13
Rommel s1_2	48	0,10	26,99	65,6	2,39	5,8	11,77	28,6	41,15	1,17
Rommel s1_4	58	0,10	35,06	56,7	7,40	12,0	19,42	31,4	61,88	0,94
Rommel s1_5	60	0,10	35,06	54,7	9,60	15,0	19,42	30,3	64,08	0,94

Mittelwert: 0,97  
 Standardabweichung: 0,15

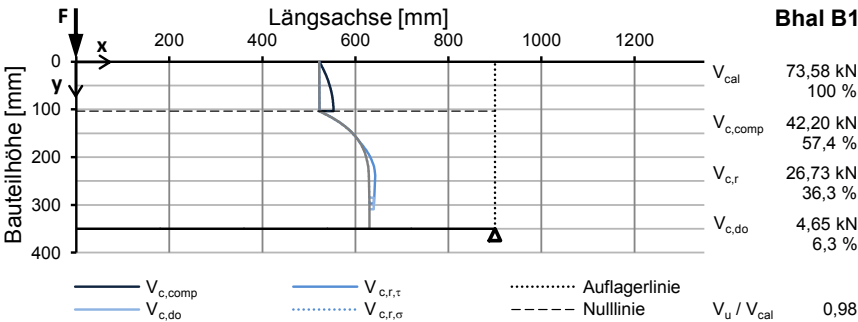
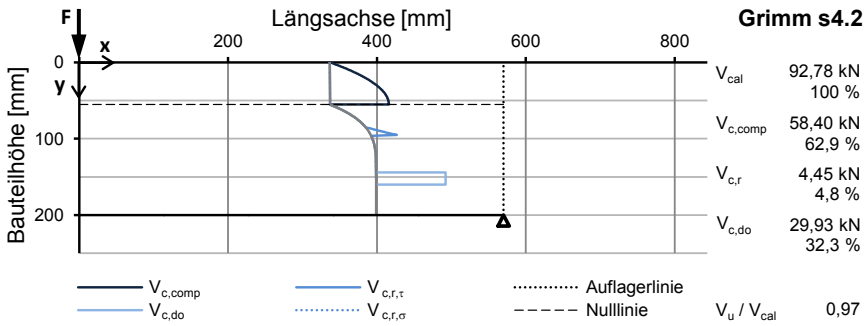
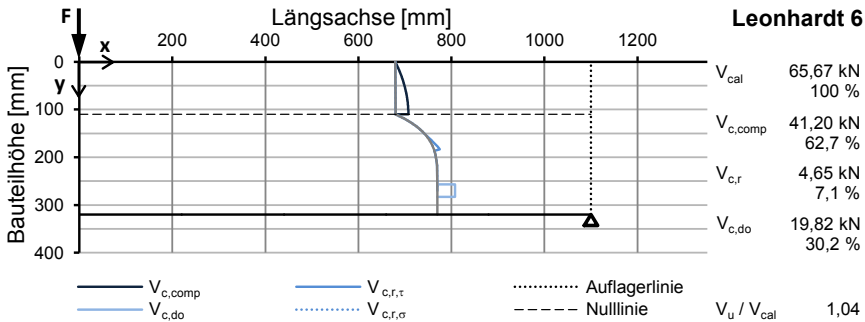
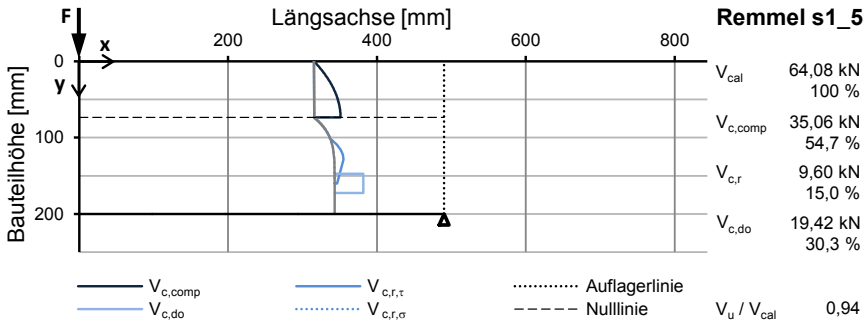


Abb. 7.63: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs Bhal B1 bei  $v_A = 0,02$  mm




Abb. 7.64: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs Grimm s4.2 bei  $v_A = 0,1$  mm

Abb. 7.65: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs Leonhardt 6 bei  $v_A = 0,1$  mm

Abb. 7.66: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs Remmel s1\_5 bei  $v_A = 0,1$  mm

### 7.5.4.3 Untersuchte Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotations-symmetrischen Hohlkörpern

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse aus der Nachrechnung der Versuche nach Kapitel 3 und dem Referenzversuch V-Q-1 nach Abschnitt 7.3 aufgeführt. In Tab. F.4 sind die Bauteilabmessungen und Materialkennwerte zusammengefasst.

Bei dem ersten Ansatz zur Nachrechnung mit den Randbedingungen nach den Abschnitten 7.5.2 und 7.5.3 wurden große Unterschiede zwischen rechnerischer und experimenteller Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Diese wurde nicht nur bei den Hohlkörperdecken, sondern vor allem bei den Referenzversuchen festgestellt. Ein Vergleich der Versuchskörper in diesem Kapitel mit den Versuchskörpern aus der

Literatur nach Abschnitt 7.5.4.2 verdeutlichte große Unterschiede bei dem Längsbewehrungsgrad und der Schubslankheit. Die Längsbewehrungsgrade der Versuchskörper in Tab. F.3 liegen zwischen 1 % - 4 % und die Schubslankheiten zwischen 3 und 4. Die Längsbewehrungsgrade nach Tab. F.4 liegen bei 0,57 % und 0,95 % und die Schubslankheiten über 4. In Abb. 7.67 ist die Abhängigkeit der Nachrechnung von dem Längsbewehrungsgrad und der Schubslankheit dargestellt. Der Quotient aus Bruchlast und rechnerischer Last wird dem Quotienten aus Schubslankheit und Längsbewehrungsgrad gegenübergestellt.

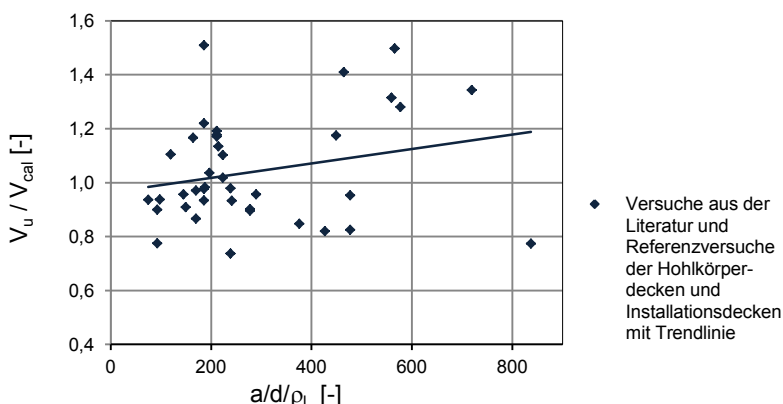


Abb. 7.67: Abhängigkeit des Bemessungsmodells von dem Quotienten zwischen Schubslankheit  $a/d$  und dem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$

Zur Nachrechnung der Versuche mit geringem Längsbewehrungsgrad und hohen Schubslankheiten wird das Bemessungskonzept modifiziert. Die Schubspannungen im Schubriss werden nicht analog zu Görtz 2004 und Aldejohann 2009 auf  $0,5 \cdot f_{ctm}$  sondern auf  $f_{ctm}$  begrenzt. Die Abminderung wird mit dem Auftreten eines Sekundärrisses begründet. Dieser tritt jedoch erst nach dem Überschreiten der berechneten Last auf. Zudem erfolgt die Berechnung mit der maximalen, gegenseitigen vertikalen Verschiebung  $v_A = 0,1$  mm. Es ist anzunehmen, dass ein Riss nicht ohne eine Rissöffnung / Rissuferverschiebung bis in die Druckzone wachsen kann. Nach dieser Modifikation stimmen die rechnerischen Tragfähigkeiten gut mit den Bruchlasten überein, nicht jedoch mit den Versuchen aus der Literatur.

Die rechnerischen Tragfähigkeiten sowie die einzelnen Traganteile sind in Tab. 7.15 den experimentellen Bruchlasten  $V_u$  gegenübergestellt. Der Mittelwert beträgt 1,01 und bestätigt damit die gute Übereinstimmung.

Der Einfluss der Hohlkörper auf die Gesamttragfähigkeit entspricht dem Einfluss der Hohlkörper in den Versuchen. Die Querkrafttragfähigkeit wird durch die Hohlkörper mit einer Höhe von 100 mm auf ca. 70 % und durch die Hohlkörper mit einer Höhe von 220 mm auf ca. 50 % reduziert. Die Nachrechnungen bestätigen, dass der rechnerische Traganteil der Rissreibung deutlich verringert und der Traganteil der ungerissenen Druckzone erhöht wird.

In den Abb. 7.68 bis Abb. 7.72 sind exemplarisch die visualisierten Versuchsergebnisse der Versuchsserien V-Q-10-20 und V-Q-22-20 dargestellt. Der Versuchskörper V-Q-22-20-2 mit  $c_{vf} = 35$  mm unterscheidet sich von V-Q-22-20-3 mit  $c_{vf} = 45$  mm

durch die Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper. Die Grafiken verdeutlichen die reduzierte Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone und erklären die Unterschiede bezüglich der reduzierten Tragfähigkeit.

Tab. 7.15: Zusammenstellung der Ergebnisse aus den Untersuchungen der Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern

Versuche	$V_u$	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,Do}$		$V_{cal}$	$V_u / V_{cal}$
	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
V-Q-10-20-1	131,56	75,04	59,7	2,91	2,3	47,68	38,0	125,62	1,05
V-Q-10-20-2	120,65	75,04	59,7	2,91	2,3	47,68	38,0	125,62	0,96
V-Q-10-20-3	125,10	74,04	59,7	2,85	2,3	47,21	38,0	124,10	1,01
V-Q-10-20-4	190,09	74,04	42,7	31,19	18,0	68,21	39,3	173,44	1,10
V-Q-10-45-1	159,39	114,88	64,0	3,42	1,9	61,32	34,1	179,62	0,89
V-Q-10-45-2	150,22	114,88	64,0	3,42	1,9	61,32	34,1	179,62	0,84
V-Q-10-45-3	153,65	114,88	64,0	3,42	1,9	61,32	34,1	179,62	0,86
V-Q-10-45-4	247,65	114,88	47,5	39,24	16,2	87,79	36,3	241,91	1,02
V-Q-22-20-1	201,11	110,72	57,8	18,78	9,8	61,94	32,4	191,44	1,05
V-Q-22-20-2	173,59	89,08	51,9	20,63	12,0	61,94	36,1	171,65	1,01
V-Q-22-20-3	194,56	115,84	58,7	18,25	9,2	63,39	32,1	197,49	0,99
V-Q-22-20-4	387,63	182,40	50,7	87,41	24,3	90,10	25,0	359,91	1,08
V-Q-22-45-1	272,71	155,34	61,2	24,90	9,8	73,64	29,0	253,88	1,07
V-Q-22-45-2	251,45	155,34	61,2	24,90	9,8	73,64	29,0	253,88	0,99
V-Q-22-45-3	253,48	161,32	62,3	22,16	8,6	75,47	29,1	258,96	0,98
V-Q-22-45-4	502,39	258,78	56,3	95,54	20,8	105,61	23,0	459,93	1,09
V-Q-1	83,53	33,39	49,9	13,43	20,1	20,08	30,0	66,91	1,25

Mittelwert: 1,01

Standardabweichung: 0,10

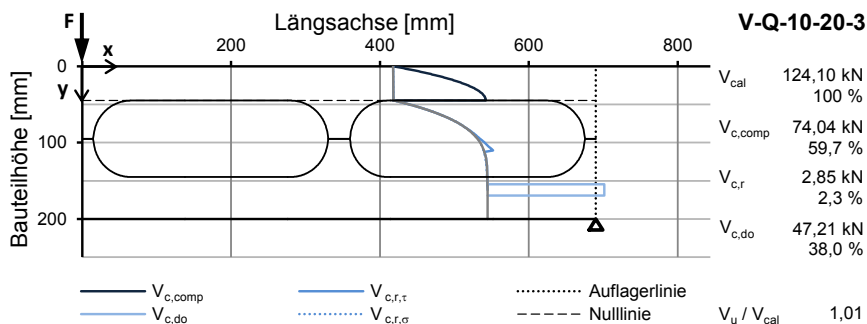


Abb. 7.68: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs V-Q-10-20-3

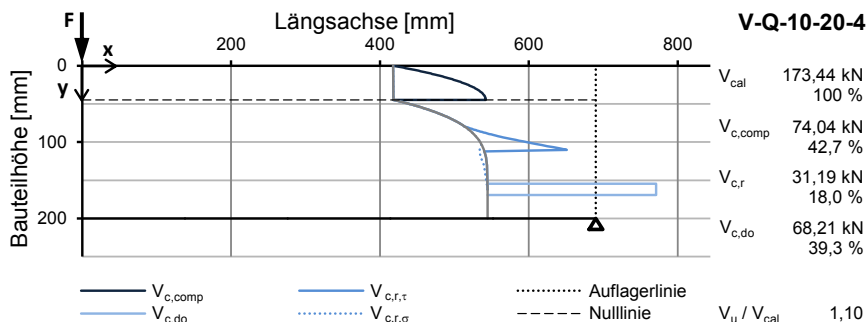


Abb. 7.69: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs V-Q-10-20-4

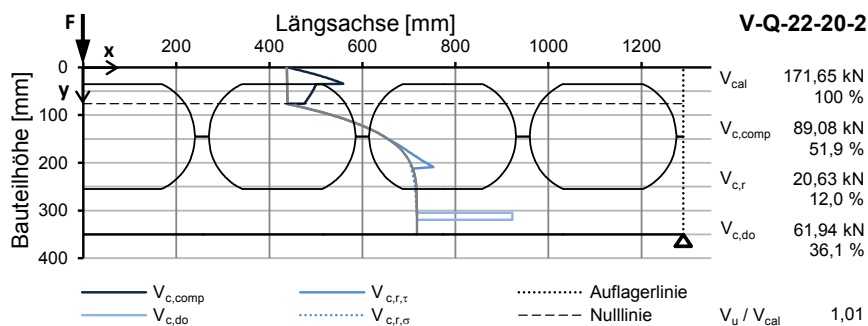


Abb. 7.70: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs V-Q-22-20-2

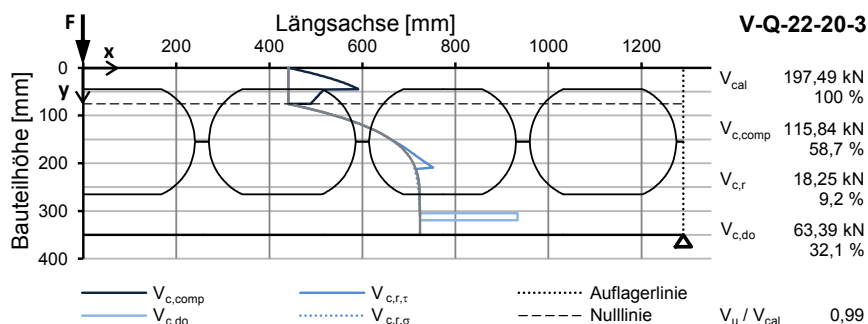


Abb. 7.71: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs V-Q-22-20-3

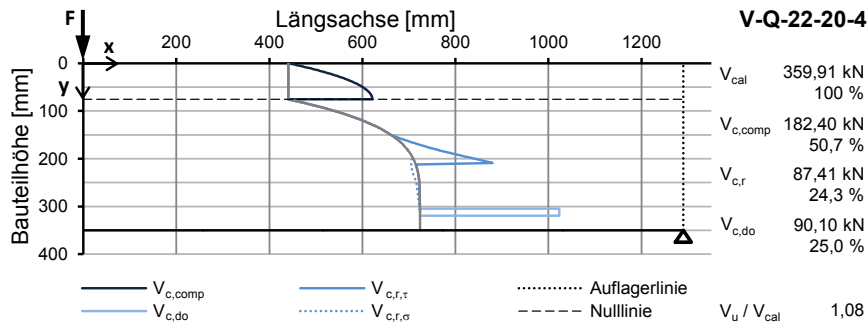


Abb. 7.72: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs V-Q-22-20-4

#### 7.5.4.4 Untersuchte Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern

Nachfolgend werden die Ergebnisse aus der Nachrechnung von Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern aufgeführt. Diese wurden an der TU Darmstadt durchgeführt (siehe Schmidt 2008). In Tab. F.5 sind die Bauteilabmessungen und Materialkennwerte zusammengefasst.

Aufgrund der Schubslankheit und des Längsbewehrungsgrades erfolgt die Nachrechnung analog zu den Versuchen nach Abschnitt 7.5.4.3. Die rechnerischen Tragfähigkeiten sowie die einzelnen Traganteile sind in Tab. 7.16 den experimentell ermittelten Bruchlasten  $V_u$  gegenübergestellt.

Durch die Versuche wird der Einfluss der Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone verdeutlicht. Durch die unterschiedlichen Höhen des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper ist der Unterschied zwischen der Decke mit einem Hohlkörperdurchmesser von 180 mm und einem Abminderungsfaktor von ca. 0,65 zu den Versuchen mit einem Hohlkörperdurchmesser von 450 mm und einem Abminderungsfaktor von ca. 0,58 gering.

Der Versuch mit der mittleren Betondruckfestigkeit und der Referenzversuch sind in den Abb. 7.73 bis Abb. 7.76 für jede Versuchsserie grafisch dargestellt.

Tab. 7.16: Zusammenstellung der Ergebnisse aus den Untersuchungen der Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern

Versuche	$V_U$	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,Do}$		$V_{cal}$	$V_U / V_{cal}$
	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
1_CB_E08_30/18	105,56	70,83	63,9	6,30	5,7	33,73	30,4	110,86	0,95
2_CB_E08_30/18	148,71	95,36	66,8	6,85	4,8	40,60	28,4	142,81	1,04
2_CB_Referenz	222,90 <sup>1</sup>	110,57	51,4	48,80	22,7	55,85	25,9	215,22	1,03 <sup>1</sup>
3_CB_E08_30/18	141,86	107,26	68,0	6,49	4,1	44,02	27,9	157,77	0,90
4_CB_E08_60/45	344,44	198,38	70,7	29,39	10,5	52,81	18,8	280,58	1,23
5_CB_E08_60/45	407,24	346,09	76,9	28,70	6,4	75,03	16,7	449,83	0,91
5_CB_Referenz	800,05 <sup>1</sup>	465,32	60,6	205,88	26,8	96,88	12,6	768,08	1,04 <sup>1</sup>
6_CB_E08_60/45	413,99	387,45	78,7	23,17	4,7	81,62	16,6	492,24	0,84

<sup>1</sup> mit  $V_{Rm,c}$  statt  $V_U$  Mittelwert: 0,98  
Standardabweichung: 0,14

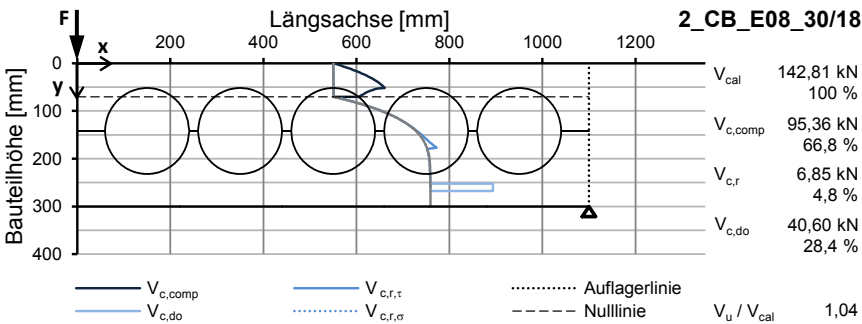


Abb. 7.73: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs 2\_CB\_E08\_30/18

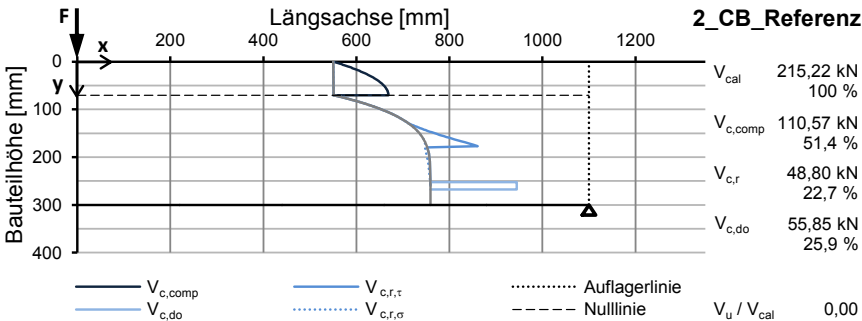


Abb. 7.74: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs 2\_CB\_Referenz

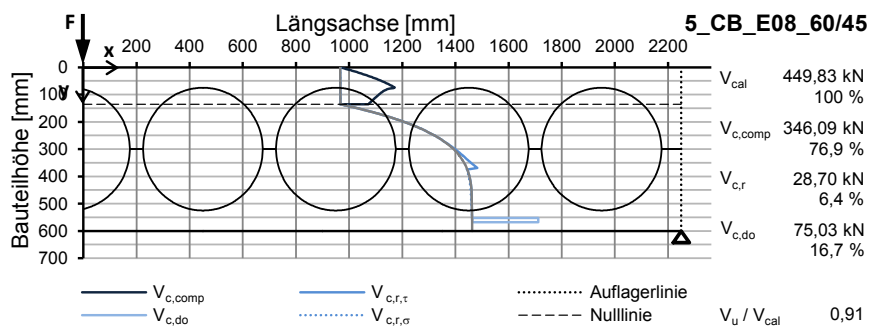


Abb. 7.75: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs 5\_CB\_E08\_60/45

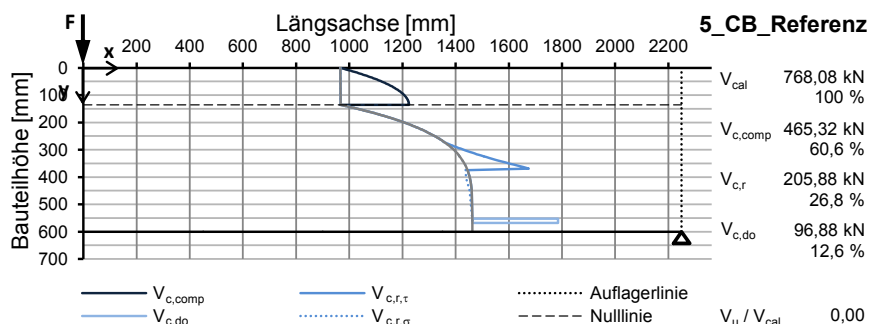


Abb. 7.76: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs 5\_CB\_Referenz

#### 7.5.4.5 Untersuchte Installationsdecken

Nachfolgend wird überprüft, ob das Bemessungskonzept auf Installationsdecken mit einem Installationsrohr angewendet werden kann. Hierzu werden zehn Versuche aus der Versuchsreihe 1 des an der TU Kaiserslautern durchgeführten Forschungsvorhabens DBV 250 nachgerechnet (Thiele u. Schnell 2006). In Tab. F.6 sind die Bauteilabmessungen und Materialkennwerte zusammengefasst. Die Versuchskörper weisen hohe Schubslankheiten und geringe Längsbewehrungsgrade auf, weshalb die Nachrechnung analog zu Abschnitt 7.5.4.3 erfolgt.

Die rechnerischen Tragfähigkeiten sowie die einzelnen Traganteile sind in Tab. 7.17 den experimentellen Bruchlasten  $V_u$  gegenübergestellt. Durch die Tabelle wird eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit mit den Versuchswerten verdeutlicht.

Exemplarisch ist in Abb. 7.77 der Versuch T1\_70\_unten und in Abb. 7.78 der Referenzversuch T1\_ohne grafisch dargestellt.

Es ist anzunehmen, dass bei den Installationsdecken nicht nur die vertikale Lage der Rohre, sondern auch die Lage in Bauteillängsrichtung einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben. Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse der Hohlkörperdecken müsste die größte Abminderung bei Rohren in der Druckzone vorliegen. Die Tragfähigkeit im Versuch wird durch die Lage des zum Versagen führenden Biegerisses und die Lage des Rohres beeinflusst. Diese Abhängigkeit sollte bei weiteren Untersuchungen im Detail untersucht werden.

Tab. 7.17: Zusammenstellung der Ergebnisse aus den Untersuchungen der Installationsdecken

Versuche	$V_u$	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,Do}$		$V_{cal}$	$V_u / V_{cal}$
	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
T1_70_unten	85,50	52,21	61,2	14,49	17,0	18,62	21,8	85,32	1,00
T1_ohne	106,50	52,21	55,0	24,17	25,4	18,62	19,6	95,01	1,12
T2_70_mitte	94,00	52,50	56,9	21,03	22,8	18,70	20,3	92,23	1,02
T2_70_oben	109,00	52,50	54,9	24,40	25,5	18,70	19,6	95,60	1,14
T3_100_mitte	79,50	51,63	66,6	7,42	9,6	18,47	23,8	77,52	1,03
T3_100_oben	82,00	51,63	58,6	18,03	20,5	18,47	21,0	88,13	0,93
T4_100_unten	76,00	52,21	73,2	0,45	0,6	18,62	26,1	71,28	1,07
T4_120_oben	68,50	52,21	71,5	2,16	3,0	18,62	25,5	73,00	0,94
T5_120_mitte	64,50	51,92	73,7	0,00	0,0	18,55	26,3	70,47	0,92
T5_Kiefer	79,00	51,92	71,5	2,14	2,9	18,55	25,5	72,61	1,09

Mittelwert: 1,02

Standardabweichung: 0,08

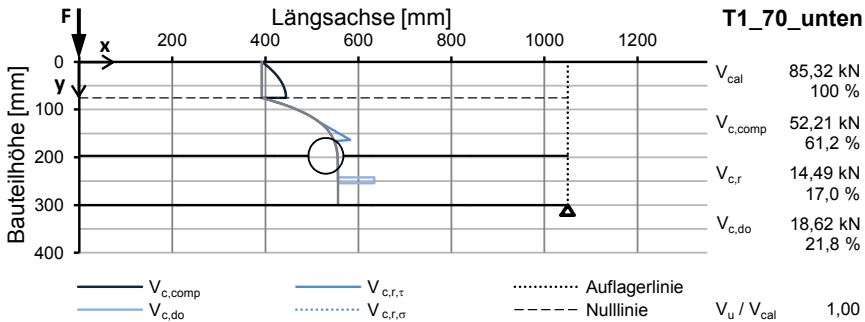


Abb. 7.77: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs T1\_70\_unten

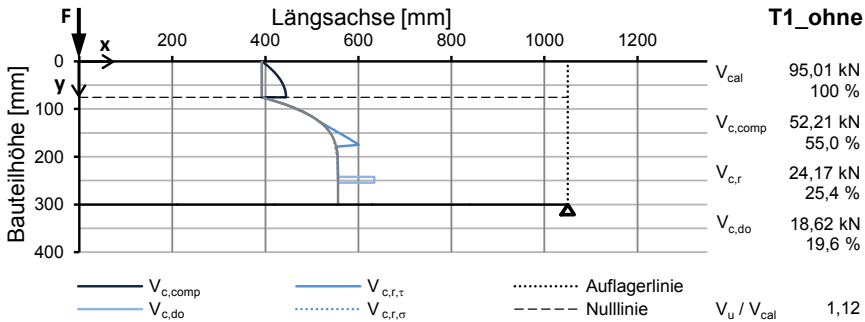


Abb. 7.78: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuchs T1\_ohne

### 7.5.4.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Nachrechnung der Stahlbetonbauteile aus der Literatur verdeutlicht eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten nach dem Modell von Görtz 2004 und den experimentellen Bruchlasten.

Nach einer Modifikation des Modells nach Görtz 2004 bestand auch für Hohlkörper- und Installationsdecken eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischer Querkrafttragfähigkeit und experimenteller Bruchlast. Zudem konnte die Abminderung der

Querkrafttragfähigkeit infolge der eingebauten Hohlkörper gut nachgerechnet und auf die reduzierte Tragfähigkeit der einzelnen Traganteile zurückgeführt werden.

In Abb. 7.79 sind die Quotienten aus Bruchlast und rechnerischer Tragfähigkeit, aufgetragen über dem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  dargestellt.

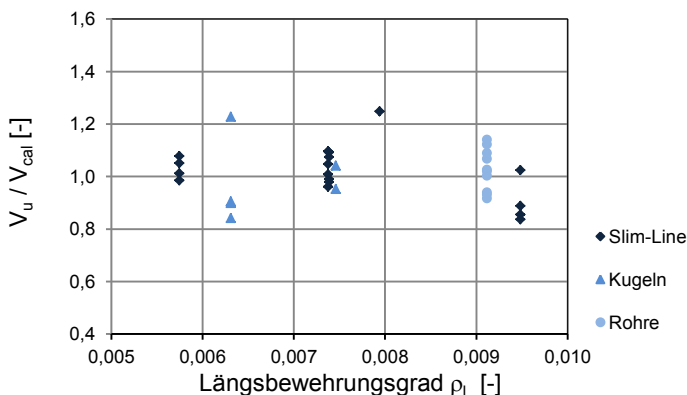


Abb. 7.79: Quotienten aus Bruchlast zur rechnerischen Tragfähigkeit aufgetragen über dem Längsbewehrungsgrad für die Hohlkörperdecken und Installationsdecken

### 7.5.5 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den theoretischen Untersuchungen

Die Nachrechnung der Stahlbetonbauteile aus der Literatur, den Hohlkörperdecken und Installationsdecken liefert, durch die Modifikation des Bemessungsmodells nach *Görtz 2004*, gute Übereinstimmungen zwischen berechneter Tragfähigkeit und experimenteller Bruchlast.

Durch die Visualisierung wird der Einfluss der einzelnen Traganteile auf die Gesamttragfähigkeit verdeutlicht und das Modell nach *Görtz 2004* bestätigt. Die Nachrechnung verdeutlicht zum Beispiel, dass der große Unterschied der Tragfähigkeitsreduzierung zwischen den Versuchen mit 100 mm hohen und 220 mm hohen Hohlkörpern auf die reduzierte Druckzonentragfähigkeit zurückgeführt werden kann.

### 7.6 Anwendungsmöglichkeiten für die gewonnenen Erkenntnisse

Die Anwendungsmöglichkeiten für die gewonnenen Erkenntnisse sind vielfältig. Durch die experimentellen und theoretischen Untersuchungen wird verdeutlicht, dass sich der Einfluss der einzelnen Traganteile, bezogen auf das Auslösen des Versagens und auf den rechnerischen Traganteil, unterscheidet. Während der Ausfall der Traganteile Rissreibung und Dübelwirkung in der Zugzone zu einem instabilen Risswachstum und einem Versagen der Versuchskörper führt, stellt der Traganteil der ungerissenen Druckzone rechnerisch den größten Anteil an der Gesamttragfähigkeit dar. Im Folgenden werden Beispiele zur Anwendbarkeit der Erkenntnisse aus den experimentellen als auch theoretischen Untersuchungen vorgestellt.



### 7.6.1 Anwendbarkeit der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen

Durch die Versuche nach Abschnitt 7.3 wird verdeutlicht, dass die Querkrafttragfähigkeit vor allem durch ein Ausschalten der Rissreibung und Dübelwirkung in der Zugzone abgemindert wird. Um die Querkraft zu steigern, muss demnach das Versagen der Zugzone verhindert werden.

Nach Untersuchungen von *Schnell u. Thiele 2011* kann die Beeinträchtigung der Querkrafttragfähigkeit durch Rohre in Stahlbetondecken berechnet werden. Die Aufnahme der Bemessungsgleichungen in *Heft 600* ermöglicht jedem Tragwerksplaner die Berechnung der abgeminderten Querkraft. Wie in *Albrecht u. Schnell 2011 a* aufgeführt, kann die Querkrafttragfähigkeit durch verschiedene örtliche Querkraftbewehrungselemente bis hin zur Tragfähigkeit des ungeschwächten Querschnitts gesteigert werden. Auf Vorschlag des Autors wurde der Einsatz einer Wendel geprüft. Die Querkraft konnte in dem konkreten Fall mit einem Öffnungsdurchmesser von  $d_\phi = 0,5 \cdot d$  und einer Wendel mit einem Schubkonzentrationsfaktor  $S_{V,Rm,c} = 1,0$  (siehe *Albrecht u. Schnell 2011 a*) um 55 % gesteigert werden. In Abb. 7.80 sind der Versuchskörper nach dem Versagen mit dem eingezeichneten Tragmechanismus der Wendel (links) sowie die Wendel vor dem Betonieren (rechts) dargestellt. Die Zugzone versagt durch die eingebaute Wendel nicht im Bereich der Öffnung, weil der Versagensriss über die Öffnung zum Auflager geführt werden konnte.

Nach den Erkenntnissen der Versuche nach Abschnitt 7.3 ist anzunehmen, dass die Wendel nicht nur den Riss zusammenhält, sondern auch Relativverschiebungen durch die lokale Dübelwirkung der Wendelbewehrung minimiert. Hierdurch versagt die Dübelwirkung der Längsbewehrung nicht im Bereich der Öffnung und die Tragfähigkeit kann deutlich gesteigert werden.

Inwieweit die Tragfähigkeit bei geringeren Längsbewehrungsgraden gesteigert werden kann, muss durch experimentelle und theoretische Untersuchungen ermittelt werden. Für die Bemessung kann der Nachweis ausreichend sein, dass die Dübelwirkung der Wendel die Differenzkraft zur Tragfähigkeit der ungeschwächten Platte aufnehmen kann. Dies ist durch theoretische Untersuchungen und Versuche mit unterschiedlich hohen Schubkonzentrationsfaktoren bei jeweils unterschiedlichen Stabdurchmessern der Wendel zu überprüfen. Wenn trotz ausreichender Wendelbewehrung geringfügig kleinere Tragfähigkeiten als bei ungeschwächten Platten auftreten, kann dies auf die lokal reduzierte Steifigkeit zurückgeführt werden.



Abb. 7.80: Seitenansicht des Probekörpers mit einer Wendel nach dem Versagen (links) und die eingebaute Wendel vor dem Betonieren (rechts)

7.6.2 Anwendbarkeit der Erkenntnisse aus den theoretischen Untersuchungen

Durch die Anwendung des Bemessungsmodells zur Nachrechnung von Hohlkörperdecken wird eine gute Übereinstimmungen zwischen den rechnerischen Tragfähigkeiten und den experimentellen Bruchlasten erreicht. Das Modell kann für verschiedene Zwecke eingesetzt werden.

Zum einen kann das Modell bei der Konstruktion neuartiger Hohlkörpertypen Anwendung finden. Als fiktives Beispiel ist in Abb. 7.81 die Tragfähigkeit von Hohlkörperdecken mit 220 mm hohen Zylindern anstelle der abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörper dargestellt. Die Tragfähigkeit liegt in diesem Fall nicht mehr bei ca. 50 %, sondern nur noch bei ca. 40 % der Tragfähigkeit einer ungeschwächten Decke.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit besteht in der Abschätzung des Einflusses der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper (siehe Tab. 7.18) oder des Einflusses des Hohlkörpertyps (siehe Tab. 7.19).

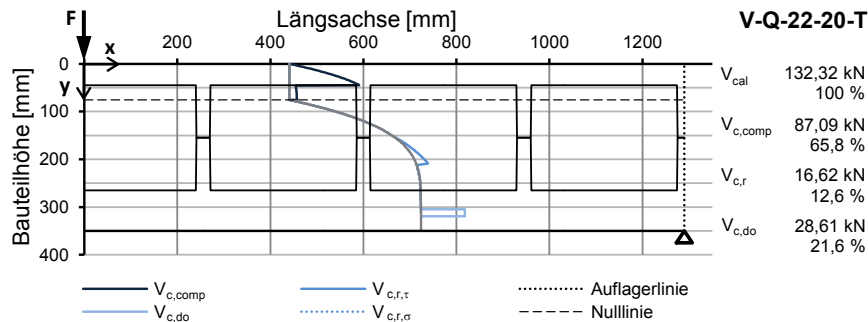


Abb. 7.81: Rechnerische Tragfähigkeit von Hohlkörperdecken mit 220 mm hohen Zylindern

Tab. 7.18: Einfluss der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper auf die Querkrafttragfähigkeit

Information	Bez.	Einheit	V-Q-22 -20-40	V-Q-22 -20-3	V-Q-22 -20-50	V-Q-22 -20-60	V-Q-22 -20-70	V-Q-22 -20-80
Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper	$c_{vf}$	[mm]	40	<b>45</b>	50	60	70	80
Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke	$V_{cal}$	[kN]	186,36	<b>197,49</b>	208,93	230,74	251,40	262,19
berechnete Abminderung	$f_{v,cal}$	[-]	0,52	<b>0,55</b>	0,58	0,64	0,70	0,73

Tab. 7.19: Einfluss des Hohlkörpertyps auf die Querkrafttragfähigkeit am Beispiel der Betonfestigkeitsklasse C30/37

Information	Bez.	Einheit	S-100	S-140	S-180	S-220
Plattenhöhe	$h$	[m]	0,20	0,25	0,30	0,35
Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper	$c_{vf}$	[mm]	45	45	45	45
Verhältnis $a / d$	$a / d$	[-]	4,10	4,10	4,10	4,10
Bewehrungsgrad	$\rho_l$	[-]	0,0079	0,0072	0,0068	0,0066
Querkrafttragfähigkeit der Referenzdecke	$V_{cal,Ref}$	[kN]	272,93	310,80	355,98	401,08
Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke	$V_{cal}$	[kN]	193,29	213,04	222,63	217,63
berechnete Abminderung	$f_{v,cal}$	[-]	0,71	0,69	0,63	0,54

## **8 Zusammenfassung und Ausblick**

### **8.1 Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern**

Die Eigenlast von Stahlbetondecken wird durch den Einsatz der untersuchten abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörper um ca. 30 % reduziert. Neben der Einsparung des Betons wird durch die geringere Belastung auch Stahl eingespart. Die Materialeinsparung reduziert den Primärenergiebedarf sowie die Treibhausgasemissionen bei der Herstellung. Hierdurch stellen die Hohlkörperdecken im Vergleich zu konventionellen Massivdecken eine ressourcenschonendere Bauweise dar. Infolge des Steifigkeitsabfalls von ca. 10 %, bei einer reduzierten Eigenlast von ca. 30 %, können Stahlbetondecken mit großen Spannweiten realisiert werden.

Das untersuchte Hohlkörperdeckensystem zeichnet sich durch die abgeflachte und rotationssymmetrische Form der Hohlkörper und den Einsatz der Hohlkörper in Haltekörben aus. Wie in Kapitel 2 beschrieben, muss die abgeflachte Form der Hohlkörper während der Bauausführung berücksichtigt werden, um einen ausreichenden Verbund zwischen Bewehrung und Beton sowie die Dauerhaftigkeit des Bauteiles sicherzustellen. Für die Betonage ist die Wahl der Frischbetonkonsistenz und der Verdichtungsintensität von entscheidender Bedeutung.

Die Biegedruckzone kann je nach Lage der Hohlkörper reduziert werden. Durch eine Reduzierung der Biegedruckzone können die Bemessungsverfahren für Massivdecken nur in modifizierter Form angewendet werden. In Kapitel 3 wurden die theoretischen Untersuchungen und das entwickelte Bemessungskonzept zur Bemessung der Biegetragfähigkeit vorgestellt. Das Bemessungskonzept basiert auf einer analytischen Betrachtung der Biegetragfähigkeit mit einem Spannungsblock als Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons. Die aufgestellten Gleichungen des programmierten Tabellenkalkulationsprogramms ermöglichen eine praktische und zielsichere Anwendung des Bemessungskonzeptes. Das untersuchte Anwendungsbeispiel verdeutlicht, dass im Regelfall eine Bemessung nach dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm für Vollquerschnitte erfolgen kann. Wird die Druckzone durch die Hohlkörper beeinflusst, führen bereits geringe Laststeigerungen zu einer unwirtschaftlichen Herstellung. Weitere Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit sind nicht erforderlich.

Die Querkrafttragfähigkeit wird durch die Hohlkörper im Kern der Decken verringert. Durch die Auswertung der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 konnte ein abgesichertes Bemessungskonzept aufgestellt werden. Die Querkrafttragfähigkeit kann nach Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1* mit einem konstanten Abminderungsfaktor von  $f_v = 0,5$  berechnet werden. Der positive Einfluss von planmäßigem Längsdruck im Querschnitt wird nicht berücksichtigt. Längszugspannungen wurden nicht untersucht und müssen ausgeschlossen werden. Diese können durch äußere Einwirkungen sowie durch Zwangsschnittgrößen auftreten. Hierzu sind weitere umfangreiche Untersuchungen erforderlich.

Die Verbundfläche wird bei der Herstellung in der Halbfertigteilvariante durch die Hohlkörper reduziert. Dies ist bei der Bemessung angemessen zu berücksichtigen. Bei der Ortbetonvariante werden die Hohlkörperdecken aufgrund des Auftriebs der Hohlkörper in zwei Lagen betoniert, weshalb auch bei dieser Ausführungsvariante eine reduzierte Verbundfläche auftritt. In Kapitel 5 wurden die durchgeführten Kleinkörperversuche und Bauteilversuche vorgestellt und ausgewertet. Auf Grundlage der Versuche wurde das Bemessungskonzept nach Abschnitt 6.2.5 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* angepasst. Die Abminderung der Verbundfläche wird durch einen Abminderungsfaktor  $f_{A,vs} = 0,31$  berücksichtigt. Sie beeinflusst neben den tatsächlich auftretenden Schubspannungen auch die Normalspannungen und den Schubbewehrungsgrad. Dies wird ebenfalls bei der angepassten Bemessung berücksichtigt. Alle weiteren Regelungen nach Abschnitt 6.2.5 in *DIN EN 1992-1-1* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA* müssen bei der Bemessung angewendet werden. Die durchgeführten Untersuchungen bestätigen die in der Literatur angeführte Kritik am Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-1-1*. Durch das Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-1-1* wird kein einheitliches Zuverlässigkeitsniveau erreicht.

Unter großen Einzellasten kann das lokale Durchstanzen des dünnen Deckenspiegels oberhalb der abgeflachten Hohlkörper bei der Bemessung maßgebend sein. In Kapitel 6 wurden Kleinkörperversuche beschrieben und ausgewertet, bei denen der Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone angeordnet wurde. Die Versuche bestätigen, dass die zentrische Belastung in der Hohlkörpermitte die ungünstigste Laststellung darstellt. Auf Grundlage der Versuche wurde ein mechanisch begründetes Nachweiskonzept hergeleitet. Die Einzellasten werden für den Anwendungsbereich im Hochbau auf maximal 50 kN beschränkt. Bei der Bemessung wird zwischen einem Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper in der Druckzone und in der Zugzone differenziert. Runde Lasteinleitungen müssen mit einer Ersatzfläche bemessen werden. Bei rechteckiger Lasteinleitung ist die kleinste Breite anzusetzen. Der Abstand der Einzellasten untereinander muss in jeder Richtung mindestens dem Achsabstand der Hohlkörper von 350 mm entsprechen. Zur Vereinfachung der Anwendung in der Praxis werden die Bemessungswiderstände in einer Bemessungstafel zusammengestellt. Für den Anwendungsfall der Hohlkörperdecken mit statischer Belastung kann das lokale Durchstanzen durch das hergeleitete Bemessungskonzept zielsicher bemessen werden. Dynamische Beanspruchungen wurden nicht analysiert und erfordern im Anwendungsfall weitere Untersuchungen.

Die durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen zu der Biegetragfähigkeit, der Querkrafttragfähigkeit, der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge und dem lokalen Durchstanzen bestätigen, dass diese durch die Hohlkörper reduziert werden. Durch die entwickelten Bemessungskonzepte können die Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern auf dem bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveau zielsicher bemessen und hergestellt werden.

## **8.2 Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit**

Für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung steht derzeit kein allgemein anerkanntes mechanisch begründetes Bemessungskonzept zur Verfügung. Die gewonnenen Erkenntnisse, durch die in Kapitel 7 beschriebenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen auf Grundlage bereits bestehender Bemessungsmodelle, leisten einen Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit.

Im ersten Schritt wurde durch eine Literaturrecherche der aktuelle Kenntnisstand zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung zusammengestellt. Es wurden die Querkraftversagensarten, die einzelnen Anteile der Querkrafttragfähigkeit und eine Auswahl an Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit aufgeführt. Die Beiträge der einzelnen Forscher wurden tabellarisch zusammengefasst und die Bedeutung der einzelnen Traganteile in Relation zur Gesamttragfähigkeit bei dem jeweiligen Modell bewertet.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden Versuche durchgeführt und ausgewertet, bei denen der Traganteil der ungerissenen Druckzone verlagert und die Traganteile der Rissreibung und Dübelwirkung ausgeschaltet wurden. Durch die Versuche wird unter anderem verdeutlicht, dass das Ausschalten der Zugzone zu einem instabilen Risswachstum und zu einem schlagartigen Versagen auf einem niedrigen Lastniveau führt. Die Traganteile der Rissreibung und der Dübelwirkung haben demnach den entscheidenden Einfluss auf das Auslösen des Versagens.

Innerhalb der theoretischen Untersuchungen wurden Hohlkörper- und Installationsdecken nachgerechnet. Durch die Nachrechnung wird eine gute Übereinstimmung zwischen berechneter Tragfähigkeit und experimenteller Bruchlast erreicht. Durch die Visualisierung der einzelnen Traganteile konnte verdeutlicht werden, welchen Einfluss diese auf die Gesamttragfähigkeit aufweisen. Die Nachrechnung verdeutlicht zum Beispiel, dass der große Unterschied der Tragfähigkeitsreduzierung zwischen den Versuchen mit 100 mm hohen und 220 mm hohen Hohlkörpern auf die reduzierte Druckzonentragfähigkeit zurückgeführt werden kann. Der Traganteil der ungerissenen Druckzone ist demnach rechnerisch der größte Anteil an der Gesamttragfähigkeit.

Durch die experimentellen und theoretischen Untersuchungen wird verdeutlicht, dass sich der Einfluss der einzelnen Traganteile, bezogen auf das Auslösen des Versagens und auf den rechnerischen Traganteil, unterscheidet.

Die gewonnenen Erkenntnisse aus den experimentellen sowie theoretischen Untersuchungen können für vielseitige Anwendungsmöglichkeiten eingesetzt werden, die beispielhaft aufgeführt wurden. Die Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen können exemplarisch bei tragfähigkeitssteigernden Maßnahmen für Installationsdecken durch eine Wendelbewehrung angewendet werden. Die Erkenntnisse aus den theoretischen Untersuchungen dienen im Rahmen der Hohlkörperdecken zur Durchführung von Parameterstudien, als auch zur Abschätzung der zu erwartenden Tragfähigkeit bei neuen Hohlkörperformen.

Eine Bauteilbemessung, wie sie zum Beispiel in *DIN EN 1992-1-1* angewendet wird, kann nicht zu einer exakten Nachrechnung von Versuchen oder exakten Beschrei-

bung des Tragverhaltens eines geplanten Bauteils verwendet werden. Hierzu müssen alle Einflussfaktoren berücksichtigt werden. Diese sind neben den Bauteilabmessungen, der Betonfestigkeit, dem Maßstabseffekt (Bruchprozesszone) und dem Längsbewehrungsgrad (Dübelwirkung) auch der Größtkorndurchmesser (Rissreibung) und vor allem die Schubslankheit (Momenten-Querkraftbeziehung). Auch wenn nach *DIN EN 1992-1-1* keine exakte Bemessung möglich ist, wird das bauaufsichtlich geforderte Sicherheitsniveau durch eine einfach anzuwendende Bemessungsgleichung erreicht.

## Literaturverzeichnis

- Abramski u. a.* 2010 Abramski, M.; Albert, A.; Pfeffer, K.; Schnell, J.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetondecken mit kugelförmigen Hohlkörpern, in: Beton- und Stahlbeton 105, 2010, Heft 6, S. 349–361.
- Albert u. Nitsch* 2008 Albert A.; Nitsch, A.: Bericht zu Querkraftversuchen an Hohlkörperdecken Nr.: B08-01, Institut für Betonfertigteilebau, Bochum, 15.02.2008.
- Albrecht* 2012 Albrecht, C.: Experimental and theoretical analyses of the loadbearing behavior of slim biaxial hollow core slabs with flattened void formers, in: 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT) (Hrsg.), 2012, S. 85–90.
- Albrecht* 2013 Bemessung von Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotations-symmetrischen Hohlkörpern auf Grundlage experimenteller Untersuchungen, in: Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium, 07. und 08. November 2013 an der Ruhr-Universität Bochum, Breitenbücher, Rolf; Mark, Peter (Hrsg.), Bochum, 2013, S. 59–64
- Albrecht u. Schnell* 2011 a Albrecht, C.; Schnell, J.: Wirksamkeit örtlicher Bewehrungselemente zur Querkrafttragfähigkeit von Deckenplatten mit integrierten Leitungsführungen, in: Beton- und Stahlbeton 106, 2011, Heft 8, S. 522–530.
- Albrecht u. Schnell* 2011 b Albrecht, C.; Schnell, J.: Versuchsbericht 11031AI/530: Querkraftversuche für Hohlkörperdecken System „cobiax Slim-Line“, Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Prof. Dr.-Ing. J. Schnell, 12.10.2011.
- Albrecht u. Schnell* 2011 c Albrecht, C.; Schnell, J.: Gutachterliche Stellungnahme: Bemessung der Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken des Systems „cobiax Slim-Line“, BORAPA Projektnummer 11/904, Kaiserslautern, 02.11.2011.
- Albrecht u. Schnell* 2011 d Albrecht, C.; Schnell, J.: Versuchsbericht 11031-1AI/530: Versuche zum lokalen Durchstanzttragverhalten der Hohlkörperdecken System „Cobiax Slim-Line“, Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Prof. Dr.-Ing. J. Schnell, 20.12.2011.
- Albrecht u. Schnell* 2012 Albrecht, C.; Schnell, J.: Versuchsbericht 11031-2AI/530: Versuche zur Verdichtbarkeit von Hohlkörperdecken System „Cobiax Slim-Line“, Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Prof. Dr.-Ing. J. Schnell, 20.08.2012.

- Albrecht u. Schnell* 2013 Albrecht, C.; Schnell, J.: Gutachterliche Stellungnahme: Bemessung der lokalen Durchstantragfähigkeit der Hohlkörperdecken der Systeme „cobiax Slim-Line“ und „cobiax Eco-Line“, BORAPA Projektnummer 11/910, Kaiserslautern, 17.06.2013.
- Albrecht u. a.* 2012 Albrecht, C.; Albert, A.; Pfeffer, K.; Schnell, J.: Bemessung und Konstruktion von zweiachsig gespannten Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern, in: Beton- und Stahlbetonbau 107, 2012, Heft 9, S. 590–600.
- Albrecht u. a.* 2013 a Albrecht, C.; Schnell, J.; Pfeffer, K.: Voided flat slabs with rotationally symmetrical void formers - Manufacture, Installation and special features of the design, in: Proceedings on 1st Annual International Conference on Architecture and Civil Engineering, Singapore, 2013, S. 290–295.
- Albrecht u. a.* 2013 b Albrecht, C.; Albert, A.; Schnell, J.: Shear force and local punching resistance of slim biaxial hollow core floor slabs with flat-tened void formers, in: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction - fib Symposium 2013 - Proceedings, Israeli Association of Construction & Infrastructure Engineers (IACIE) & Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion – Israel Institute of Technology (Hrsg.), Tel-Aviv, 2013, S. 169–172.
- Aldejohann* 2009 Aldejohann, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung, Schriftenreihe aus dem Institut für Massivbau, 3, TUDpress, Dresden, 2009.
- Baumann u. Rüschoff* 1970 Baumann, T.; Rüschoff, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 210, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1970.
- Bazant* 1984 Bazant, Z. P.: Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams, in: ACI Structural Journal 81, 1984, Heft 5, S. 456–468.
- Bazant* 1997 Bazant, Z. P.: Fracturing Truss Model: Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete, in: Journal of Engineering Mechanics 123, 1997, Heft 12, S. 1276–1288.
- Bazant u. Yu* 2005 Bazant, Z.; Yu Q.: Design Against Size Effects on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups, in: ASCE Journal of Structural Engineering 131, 2005, Heft 12, S. 1877–1885.
- Bentz u. a.* 2006 Bentz, E. C.; Vecchio, F. J.; Collins, M. P.; Bentz, E. C.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements, in: ACI Structural Journal 103, 2006, Heft 4, S. 614–624.



- 
- Beushausen u. a. 2005* Beushausen, H.-D.; Dehn, F.; Alexander, M.: Langzeithaftfestigkeit zwischen Alt- und Aufbeton bei unterschiedlichen Klimabedingungen, in: Beton- und Stahlbetonbau 101, 2005, Heft 6, S. 482–488.
- Bhal 1968* Bhal, N.: Über den Einfluß der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Dissertation, Stuttgart, 1968.
- Collins u. Mitchel 1991* Collins, M. P.; Mitchell, D.: Prestressed concrete structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1991.
- Daschner 1976* Daschner, F.: Forschungsbericht F 1365: Notwendige Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton, in: Bau- und Wohnforschung, Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Hrsg.), Stuttgart, 1976.
- Daschner 1986* Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteil und Ortbeton, Heft 372 der Schriftenreihe des DAfSt, Berlin, 1986.
- Dehn u. a. 2010* Dehn, F.; Reinisch, A.; Angerer, J.: Frischbetondruck. Einflussfaktoren, Verantwortlichkeiten, Baupraxis in der DIN 18218:2010-01, in: BauPortal 122, 2010, Heft 3, S.132-135.
- Del Fabbro 2012* Del Fabbro, S.: Untersuchungen zur Schubkraftübertragung in Verbundfugen bei Hohlkörperdecken des Typs „Cobiax Slim-Line“, Diplomarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern betreut durch Albrecht, C., Kaiserslautern, 2012.
- DIN 1045-1* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008.
- DIN 1045-1 2001* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001.
- DIN 1045-2* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011.
- DIN 1048-5* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton - Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1991.
- DIN 18218* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010.
- DIN 488-2* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 488-2: Betonstahl -

- Betonstabstahl, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009.
- DIN EN 12390-2* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 12390-2:2009-8: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009 + Ber. 1: 2012-02, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012.
- DIN EN 12390-3* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009.
- DIN EN 12390-6* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010.
- DIN EN 13036-1* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 13036-1: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen - Prüfverfahren - Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens; Deutsche Fassung EN 13036-1:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010.
- DIN EN 13747* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 13747: Betonfertigteile - Deckenplatten mit Ortbetonergänzung; Deutsche Fassung EN 13747:2005 + A2:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010.
- DIN EN 1990* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1990:2002-10: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009.
- DIN EN 1992-1-1* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011.
- DIN EN 1992-1-1/NA* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01: Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011.
- DIN EN 206-1* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206 1:2000, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011.
- DIN ISO 16269-6* Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN ISO 16269-6:2009 10: Statistische Auswertung von Daten – Teil 6: Ermittlung von

- 
- statistischen Anteilsbereichen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009.
- Ehmann 2003* Ehmann, J.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2003.
- ETAG 001* Deutsches Institut für Bautechnik: ETAG 001 - Metalleldübel zur Verankerung im Beton, Anhang C - Bemessungsverfahren für Verankerungen, Berlin, 2008.
- Fenwick u. Paulay 1968* Fenwick, R. C. & Paulay T.: Mechanisms of shear Resistance of Concrete Beams, in: Journal of the Structural Division, 1968, S. 2325–2350.
- Fingerloos 2006* Fingerloos, F.: Erläuterungen zu einigen Auslegungen der DIN 1045-1, in: Beton- und Stahlbetonbau 101, 2006, Heft 4, S. 282–291.
- Fingerloos u. Zilch 2008* Fingerloos, F.; Zilch, K.: Einführung in die Neuauflage von DIN 1045-1, in: Beton- und Stahlbetonbau 103, 2008, Heft 4, S. 221–235.
- Fingerloos u. a. 2012* Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Kurzfassung des EURO-CODE 2 für Stahlbetontragwerke im Hochbau, DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang, 1. Aufl., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.
- Fischer 1997* Fischer, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken, Heft 480 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1997.
- Görtz 2004* Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton, Dissertation, TH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Aachen, 2004.
- Grimm 1997* Grimm, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone, Heft 477 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1997.
- Heft 525* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, Beuth Verlag GmbH, 2. Überarbeitete Auflage, Berlin, 2010.
- Heft 600* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 600, Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.
- Hegger u. Roeser 2008* Gutachten zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit Cobiax-Hohlkörpern, G08-27, H+P Ingenieure, Aachen, 07.11.2008.
- Heilmann 1969* Heilmann, H. G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit

des Betons, in: Beton Heft, 1969, Heft 2, S. 68-70.

- Hillerborg 1983* Hillerborg, A.: Analysis of one single crack, in: Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1983, S. 223–249.
- Kani 1964* Kani, G.: The Riddle of Shear Failure and Its Solution, in: Journal of the American Concrete Institute, 1964, S. 441–467.
- Kani 1968* Kani, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit?, in: Bauingenieur, 1968, Heft 5, S. 167–174.
- Karaca 2013* Karaca, V.: Untersuchungen zur Biege- und Verbundfugentragfähigkeit von Hohlkörperdecken mit rotationssymmetrischen Hohlkörpern, Studienarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern betreut durch Albrecht, C., Kaiserslautern, 2013.
- Kaufmann 1971* Kaufmann, N.: Das Sandflächenverfahren, Wiedergegeben in: ZTV ING 2006 (2006), in: Straßenbautechnik 24, 1971, Heft 3, S. 131–135.
- Keller 2007* Keller, C.: Ein Beitrag zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen, Dissertation, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Leipzig.
- König u. a. 2008* König, G.; Nguyen, V.-T.; Schenck, G.: Grundlagen des Stahlbetonbaus, Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1, 3. Aufl., Vieweg + Teubner, Wiesbaden, 2008.
- Kordina u. Blume 1985* Kordina, K.; Blume, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubslankheit stabförmiger Stahlbetonelemente, Heft 364 der Schriftenreihe des DAFStb, Berlin, 1985.
- Laible 1973* Laible, J.-P.: An Experimental Investigation of Interface Shear Transfer and its Applications in the Dynamic Analysis of Nuclear Containment Vessels, Dissertation, Cornell University, 1973.
- Latte 2010* Latte, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, Dissertation, TU Hamburg-Harburg, Hamburg, 2010.
- Leonhardt u. Walther 1962* Leonhardt, F. & W. R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Heft 151 der Schriftenreihe des DAFStb, Stuttgart, 1962.
- Lindig 2006* Lindig, V.: Stahlbeton-Verbundkonstruktionen – Ein Bemessungskonzept für schubbeanspruchte Fugen, in: Beton- und Stahlbetonbau 101, 2006, Heft 11, S. 887–900.
- Mehlhorn u. a. 2002* Mehlhorn, G.; Fehling, E.; Jahn, T.; Kleinhenz, A.: Bemessung von Betonbauten im Hochbau, in Reihe: Bauingenieur-Praxis, 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2002.

- 
- Mikdad 2013* Mikdad, F.: Experimentelle Untersuchungen zum besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung, Diplomarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern betreut durch Albrecht, C., Kaiserslautern, 2013.
- Model Code 1990* CEB-FIP model code 1990: Design code, London, Thomas Telford Services, 1993.
- Model Code 2010* Model code 2010, Final draft, Model code bulletin, 65-66, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2012.
- Mörsch 1922* Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau – seine Anwendung und Theorie, Konrad Wittwer Verlag, Stuttgart, 1922.
- Müller 2009* Müller, A. J.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen, Dissertation, Technische Universität München, 2009.
- Musonera 2011* Musonera, E.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur lokalen Durchstanztragfähigkeit des oberen Deckenspiegels von Hohlkörperdecken des Typs Slim-Line der Fa. Cobiax, Diplomarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern betreut durch Albrecht, C., Kaiserslautern, 2011.
- Muttoni 1990* Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton, Dissertation, Technische Hochschule Zürich (ETH), Zürich, 1990.
- Muttoni 2003* Muttoni, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung, in: Beton- und Stahlbeton 98, 2003, Heft 2, S. 74–84.
- Pfeffer 2002* Pfeffer, K.: Untersuchungen zum Biege- und Durchstanzverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken, Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4 Nr. 178, VDI Verlag, Düsseldorf, 2002.
- Randl 1997* Randl, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten, Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, 1997.
- Randl u. a. 2005* Randl, N.; Münger, F.; Wicke, M.: Verstärken von Brückenbauwerken durch Aufbeton, in: Bauingenieur 80, 2005, Heft 4, S. 207–214.
- Randl u. a. 2008* Randl, N.; Zilch, K.; Müller, A.: Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsschubbeanspruchter Fuge. Vergleichende Beurteilung aktueller Konzepte für die Baupraxis, in: Beton- und Stahlbetonbau 103, 2008, Heft 7, S. 482-497.
- Randl 2010* Randl, N.: Zur Frage der Mindestbewehrung bei Aufbeton-

- Verbundfugen, in: Beton- und Stahlbetonbau 105, 2010, Heft 9, S.608–611.
- Reineck 1990* Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1990.
- Reineck u. a. 2012* Reineck, K.-H.; Fitik, B.; Kuchma, D. A.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel, Heft 597 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 2012.
- Reinecke 2000* Reinecke, R.: Tragverhalten der Schubfuge zwischen Fertigteilen aus hochfestem Beton und Ortbetonergänzungen aus Normalbeton, in: 38. DAfStb-Forschungskolloquium, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau (Hrsg.), München, 2000.
- Remmel 1994* Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Heft 444 der Schriftreihe des DAfStb, Berlin, 1994.
- Rombach u. Latte 2009* Rombach, G.; Latte S.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, in: Beton und Stahlbetonbau 104, 2009, Heft 10, S. 642-656.
- Schäfer u. a. 1996* Schäfer, H. G.; Block, K.; Drell, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund, Heft 456 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1996, S.75-93.
- Schaus 2013* Schaus, T.: Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken über die Tragmechanismen „ungerissene Druckzone“, „Rissreibung“ und „Dübelwirkung“, Studienarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern betreut durch Albrecht, C., Kaiserslautern, 2013.
- Schlaich u. Schäfer 2001* Schlaich J., S. K.: Konstruieren im Stahlbeton, in: Betonkalender 2001 BK2, Berlin, 2001, S. 311-492.
- Schmidt 2008* Schmidt, H.: Untersuchungsbericht 091.01.08: Querkrafttragfähigkeit von Cobiax Hohlkörperdecken ohne Fixierungskörbe - Bauteilversuche im Rahmen der Beantragung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, 05.09.2008.
- Schnell u. Thiele 2011* Schnell, J.; Thiele, C.: Bemessung von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen, in: DIBt-Mitteilungen 42, 2011, Heft 4, S. 119–139.
- Schnellenbach-Held 2002* Schnellenbach-Held, M.: Prüfbericht BD12.4.02: Untersuchung an BubbleDeck – Lokales Durchstanzen, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, 07.05.2002.

- 
- Scholz 1994* Scholz, H.: Ein Querkrafttragmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung im Bruchzustand aus normalfestem und hochfestem Beton, Heft 21 Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Berlin, Berlin, 1994.
- Specht u. Scholz 1995* Specht, M.; Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115, Heft 453 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin, 1995.
- Taylor 1974* Taylor, H. P.: The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear, in: Shear in Reinforced Concrete (ACI SP-42), Detroit, 1974, S. 43–77.
- Thiele u. Schnell 2006* Thiele, C.; Schnell, J.: Abschlussbericht der DBV Forschungsvorhaben DBV 250 und DBV 259, Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, 2006.
- Tillmann 2008* Tillmann, M.: Die Geschichte der Verbundfuge, in: Beton + Fertigteil Jahrbuch 2008, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh, 2008, S. 196–201.
- Vecchio u. Collins 1986* Vecchio, F. J.; Collins M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, in: ACI Structural Journal 83, 1986, Heft 2, S. 219–231.
- Walraven 1980* Walraven, J. C.: Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis, Dissertation, Delft University of Technology, Delft, 1980.
- Z-12.5-96* Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-12.5-96: Ankerstabstahl St900/1100 mit Gewinderippen AWM 1100 Nenndurchmesser 15 und 20 mm, Berlin, 01.10.2010.
- Z-15.1-282* Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-282: Hohlkörperperdecke System "COBIAX", Berlin, 5.11.2012.
- Z-15.1-307* Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-307: Hohlkörperperdecke System "COBIAX SLIM-LINE", Berlin, 27.02.2013.
- Zilch u. Mainz 2002* Zilch, K.; Mainz, J.: Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen, Heft 528 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin, 2002.
- Zilch u. Müller 2007* Zilch, K.; Müller, A.: Die Neuausgabe der DIN 1045-1: Erläuterungen zur Bemessung von Verbundfugen, in: DBV, Weiterbil-

- |                                 |   |
|---------------------------------|---|
|                                 | dung Tragwerksplaner Massivbau; Brennpunkt: Aktuelle Normung DIN 1055, DIN 1045, DIN 4102, 2007, Heft 14, S. 46–66.   |
| <i>Zilch u. Zehetmaier 2010</i> | Zilch, Z.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode), 2. Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 2010.  |
| <i>Zink 1999</i>                | Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung, Dissertation, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Leipzig, 1999.  |
| <i>ZTV-ING 2006</i>             | Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Teil 1: Allgemeines. Abschnitt 3: Prüfungen während der Ausführung, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Dortmund, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann, 2006. |

**Zilch u. Zehetmaier 2010** Zilch, Z.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode), 2. Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 2010.

**Zink 1999** Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung, Dissertation, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Leipzig, 1999.

**ZTV-ING 2006** Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Teil 1: Allgemeines. Abschnitt 3: Prüfungen während der Ausführung, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Dortmund, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann, 2006.



# Lebenslauf

## Persönliche Daten

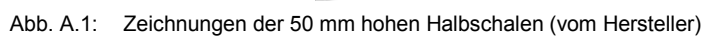
Name: Christian Albrecht  
Geburtsjahr: 1984  
Staatsangehörigkeit: deutsch

## Schulischer und beruflicher Werdegang

1994 - 2000	Carl-Zuckmayer Realschule in Nierstein mit dem Schulabschluss „Mittlere Reife“
2000 - 2003	Ausbildung zum Bauzeichner mit Schwerpunkt Hochbau einschließlich raumbildender Ausbau im Architekturbüro Poetini + Karn in Mainz
2001 - 2013	Mitarbeiter / Freier Mitarbeiter der abs Sicherheitstechnik GmbH & Co.KG
2003 - 2004	Fachoberschule im Bildungsgang Technik an der Berufsbildenden Schule I in Mainz mit dem Schulabschluss „Fachhochschulreife“
2004 - 2008	Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Mainz mit der Vertiefungsrichtung „Konstruktiver Ingenieurbau“ und dem Abschluss „Diplom-Ingenieur (FH)“
2006 - 2008	Freier Mitarbeiter der Ingenieurbau-Consult GmbH in Mainz
2008 - 2009	Promotionseignungsprüfung an der Technischen Universität Kaiserslautern
2009 - 2013	Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
2013 - 2014	Prokurist der abs Sicherheitstechnik Vertriebs- und Service GmbH
ab 07/2014	Geschäftsführer der abs Sicherheitstechnik Vertriebs- und Service GmbH



### A.1 Zeichnungen der verwendeten Hohlkörperhalbschalen



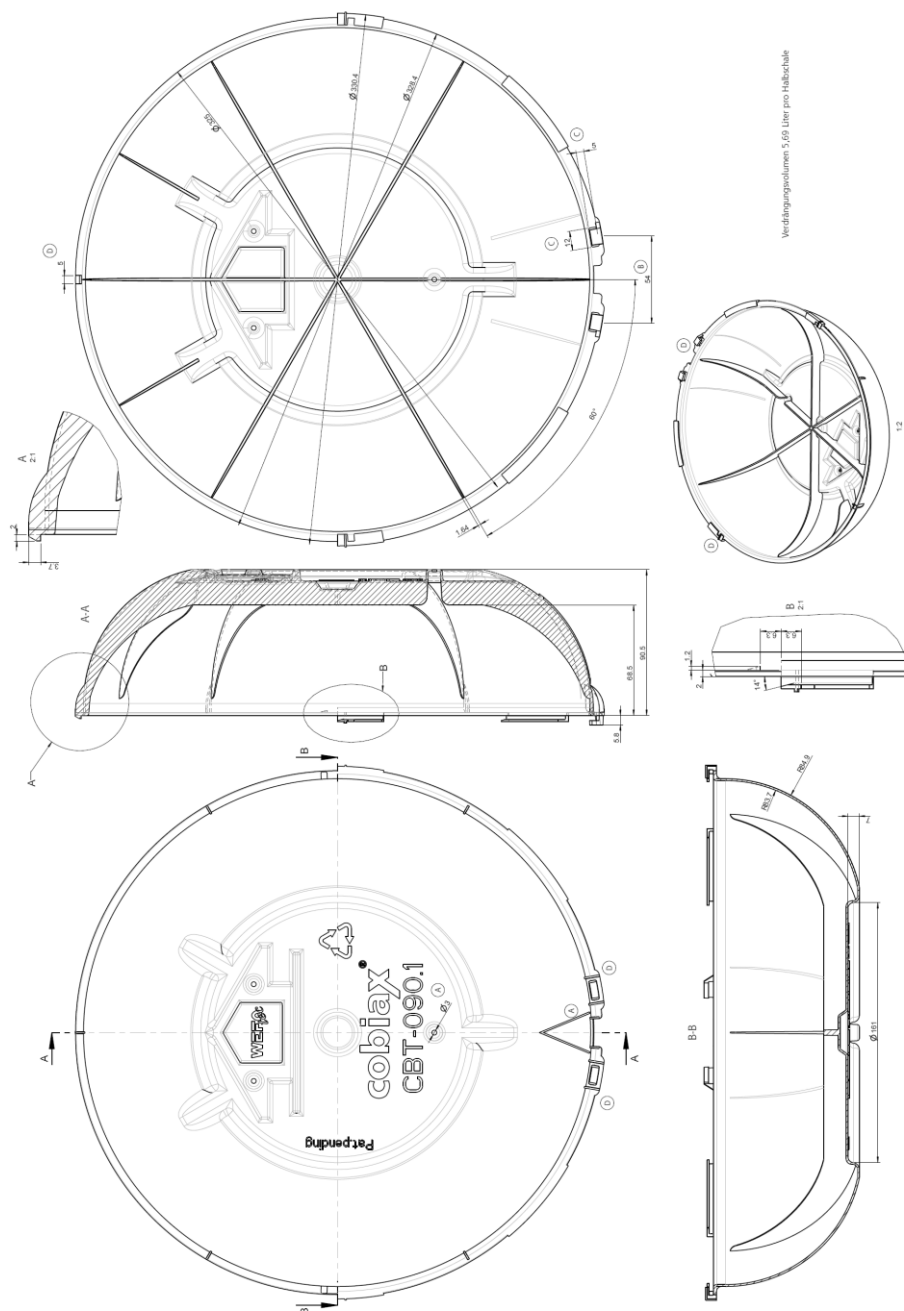


Abb. A.2: Zeichnungen der 90 mm hohen Halbschalen (vom Hersteller)

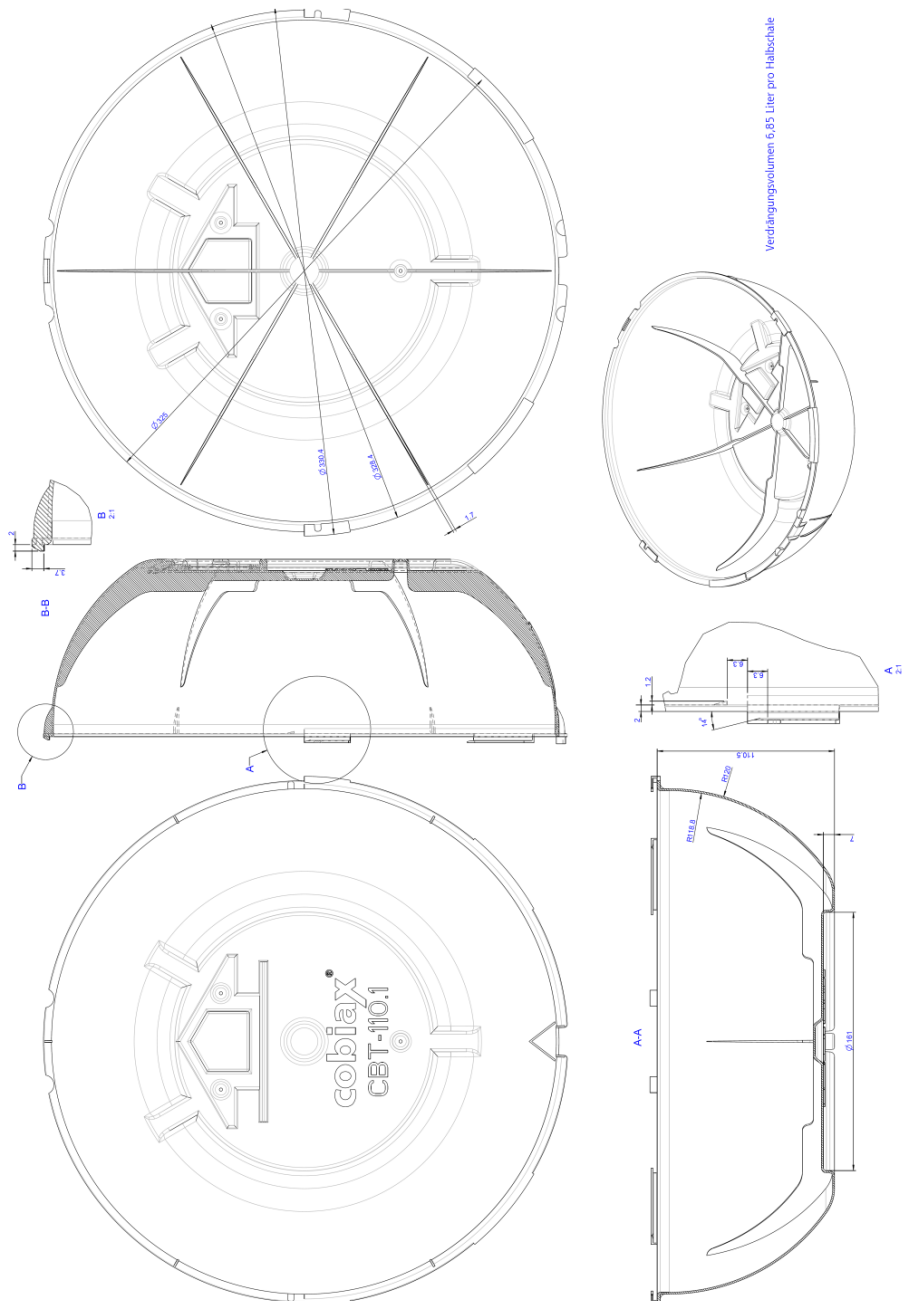


Abb. A.3: Zeichnungen der 110 mm hohen Halbschalen (vom Hersteller)



## Anhang B Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit

### B.1 Herleitung der Druckzonenfläche $A_{c2}$

Die Herleitung der Druckzonenfläche  $A_{c2}$  unter Berücksichtigung der Hohlkörper wird in Abschnitt 3.3.2.3 beschrieben. Die aufgeführten Zeichnungen sind Voraussetzung für das Verständnis der nachfolgenden Gleichungen.

$$A_{c2} = A'_{c2} - A_{Seg} \quad (B.1)$$

mit:  $A'_{c2}$  rechteckige Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper nach Gleichung (B.2)

$A_{Seg}$  Fläche der Hohlkörper im Bereich der Druckzone nach Gleichung (B.3)

$$A'_{c2} = (0,8 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) \cdot a_{vfs} = (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (B.2)$$

$$A_{Seg} = A_{Seg1} - A_{Seg2} \quad (B.3)$$

mit:  $A_{Seg,i}$  Kreissegmente nach den Gleichungen (B.6)  $\rightarrow$  (B.10) und (B.11)  $\rightarrow$  (B.17)

$$A_{Seg,i} = \frac{r_{vfs}^2}{2} \cdot (\alpha_{Seg,i} - \sin(\alpha_{Seg,i})) \quad (\text{allgemeine Formel}) \quad (B.4)$$

mit:  $\alpha_{Seg,i}$  Winkel eines Kreissegments nach Gleichung (B.5)

$$\alpha_{Seg,i} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{vfs} - h_{Seg,i}}{r_{vfs}}\right) \quad (\text{allgemeine Formel}) \quad (B.5)$$

Die in Abhängigkeit des Hohlkörpers konstante Fläche  $A_{Seg2}$  kann nach Gleichung (B.6) und durch Einsetzen und Umformen nach Gleichung (B.10) berechnet werden. Der Winkel  $\alpha_{Seg2}$  in rad wird nach Gleichung (B.7) und nach Einsetzen und Umformen nach Gleichung (B.9) berechnet.

$$A_{Seg2} = \frac{r_{vfs}^2}{2} \cdot (\alpha_{Seg2} - \sin(\alpha_{Seg2})) \quad (B.6)$$

mit:  $\alpha_{Seg2}$  Winkel in Abhängigkeit der Hohlkörper konstanten Fläche  $A_{Seg2}$  nach Gleichung (B.7)

$$\alpha_{Seg2} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{vfs} - h_{Seg2}}{r_{vfs}}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{vfs} - \left(r_{vfs} - \frac{h_{vf}}{2}\right)}{r_{vfs}}\right) \quad (B.7)$$

mit:  $h_{Seg2}$  Höhe des Kreissegments  $A_{Seg2}$  nach Gleichung (B.8)

$$h_{Seg2} = r_{vfs} - \frac{h_{vf}}{2} \quad (B.8)$$

mit:  $r_{vf}$  Radius der Hohlkörper

$h_{vf}$  Höhe der Hohlkörper

$$\begin{aligned} \alpha_{Seg2} &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\rho_{vfs} - \left(\rho_{vfs} - \frac{h_{vf}}{2}\right)}{\rho_{vfs}}\right) \\ &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\rho_{vfs} - (\rho_{vfs} - \theta_{vfs})}{\rho_{vfs}}\right) \end{aligned} \quad (B.9)$$

$$A_{Seg2} = \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}}\right) \right) - \sin\left( 2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}}\right) \right) \right] \quad (B.10)$$

Die variable Fläche  $A_{Seg1}$  kann nach Gleichung (B.11) und durch Einsetzen und Umformen nach Gleichung (B.17) berechnet werden. Der Winkel  $\alpha_{Seg1}$  in rad wird nach Gleichung (B.12) und nach Einsetzen und Umformen nach Gleichung Gleichung (B.16) berechnet.

$$A_{Seg1} = \frac{r_{vfs}^2}{2} \cdot (\alpha_{Seg1} - \sin(\alpha_{Seg1})) \quad (B.11)$$

mit:  $\alpha_{Seg1}$  Winkel der in Abhängigkeit der Druckzonenhöhe variablen Fläche  $A_{Seg1}$  nach Gleichung (B.12)

$$\alpha_{Seg1} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{vfs} - h_{Seg1}}{r_{vfs}}\right) \quad (B.12)$$

mit:  $h_{Seg1}$  Höhe des Kreissegments  $A_{Seg1}$  nach Gleichung (B.13) → (B.14)

$$h_{Seg1} = h_{Seg2} + (0,8 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) = \left(r_{vfs} - \frac{h_{vf}}{2}\right) + (0,8 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) \quad (B.13)$$



$$h_{Seg1} = \rho_{vfs} \cdot d_{vfs} - \theta_{vfs} \cdot d_{vfs} + (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot d_{vfs} \quad (B.14)$$

$$\alpha_{Seg1} = 2 \cdot \arccos \left( \frac{\rho_{vfs} \cdot d_{vfs} - (\rho_{vfs} \cdot d_{vfs} - \theta_{vfs} \cdot d_{vfs} + (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot d_{vfs})}{\rho_{vfs} \cdot d_{vfs}} \right) \quad (B.15)$$

$$\alpha_{Seg1} = 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \quad (B.16)$$

$$A_{Seg1} = \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] \quad (B.17)$$

Durch die Berechnung von  $A_{Seg}$  nach Gleichung (B.18) und Umformen der Gleichung (B.19) kann  $A_{c2}$  nach Gleichung (B.20) berechnet werden.

$$A_{Seg} = \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{ovfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{ovfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] - \left[ \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] \right] \quad (B.18)$$

$$A_{c2} = (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 - \left\{ \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] - \left[ \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left[ \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] \right] \right\} \quad (B.19)$$

$$A_{c2} = (0,8 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vf}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 + \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \left\{ - \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) + \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs} - 0,8 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) + \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left( 2 \cdot \arccos \left( \frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right\} \quad (B.20)$$

## B.2 Herleitung des inneren Hebelarms $z_{vfs}$

Die Herleitung des inneren Hebelarms  $z_{vfs}$  unter Berücksichtigung der Hohlkörper wird in Abschnitt 3.3.2.4 beschrieben. Die aufgeführten Zeichnungen sind Voraussetzung für das Verständnis der nachfolgenden Gleichungen. Zur Berechnung des inneren Hebelarms  $z_{vfs}$  muss der Abstand  $x_{Ac}$  zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_c$  und dem Bauteilrand von der statischen Höhe  $d_{vfs}$  subtrahiert werden.

$$z_{vfs} = d_{vfs} - x_{Ac} \quad (B.21)$$

mit:  $x_{Ac}$  Abstand zwischen Bauteilrand und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_c$

Zur Berechnung des Abstandes  $x_{Ac}$  müssen zunächst die Abstände  $x_{Ac1}$  und  $x_{Ac2}$  zu den beiden Druckzonenflächen  $A_{c1}$  und  $A_{c2}$  ermittelt werden. Die Ermittlung von  $x_{Ac2}$  ist nur durch den Hilfsabstand  $x'_{Ac2}$  möglich. Hierzu ist der Abstand  $x_{A'c2}$  zum Schwerpunkt der Hilfsfläche und der Abstand  $x_{Seg}$  vom Schwerpunkt des Segments erforderlich.

$$x_{Ac} = \frac{A_{c1} \cdot x_{Ac1} + A_{c2} \cdot x_{Ac2}}{A_{c1} + A_{c2}} \quad (B.22)$$

mit:  $x_{Ac1}$  Abstand zwischen Bauteilrand und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_{c1}$  nach Gleichung (B.23)

$x_{Ac2}$  Abstand zwischen Bauteilrand und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_{c2}$  nach Gleichung (B.24)

$$x_{Ac1} = 0,5 \cdot c_{vf} = 0,5 \cdot \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs} \quad (B.23)$$

$$x_{Ac2} = c_{vf} + x'_{Ac2} = \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs} + x'_{Ac2} \quad (B.24)$$

mit:  $x'_{Ac2}$  Hilfsabstand zwischen der Oberkante und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_{c2}$  im Bereich der Hohlkörper nach Gleichung (B.25)

$$x'_{Ac2} = \frac{A_{c2}' \cdot x_{A'c2} - A_{Seg} \cdot x_{Seg}}{A_{c2}} \quad (B.25)$$

mit:  $x_{A'c2}$  Hilfsabstand zwischen der Oberkante und dem Schwerpunkt der rechteckige Druckzonenfläche  $A_{c2}'$  im Bereich der Hohlkörper nach Gleichung (B.26)

$x_{Seg}$  Abstand zwischen der Oberkante und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_{Seg}$  im Bereich der Hohlkörper nach Gleichung (B.28)

$$x'_{Ac2} = \frac{A_{c2} \cdot x_{A'c2} - A_{Seg} \cdot x_{Seg}}{(A_{c2} - A_{Seg})} \quad (B.26)$$

$$x_{A'c2} = (0,8 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) \cdot 0,5 = (0,8 \cdot \zeta_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot 0,5 \cdot d_{vfs} \quad (B.27)$$

$$x_{Seg} = \frac{h_{vf}}{2} - x'_{Seg} \quad (B.28)$$

mit:  $x'_{Seg}$  Hilfsabstand zwischen der Schwerachse der Hohlkörper und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche  $A_{Seg}$  im Bereich der Hohlkörper nach Gleichung (B.29)

$$x'_{Seg} = \frac{A_{Seg1} \cdot x_{Seg1} - A_{Seg2} \cdot x_{Seg2}}{A_{Seg1} - A_{Seg2}} \quad (B.29)$$

mit:  $x_{Seg,i}$  Abstand zwischen der Kreisachse und dem Schwerpunkt eines Kreisabschnitts nach Gleichung (B.30)

$$x_{Seg,i} = \frac{b_{Seg,i}^3}{12 \cdot A_{Seg,i}} = \frac{\left[ 2 \cdot \rho_{vfs} \cdot d_{vfs} \cdot \sin\left(\frac{\alpha_{Seg,i}}{2}\right) \right]^3}{12 \cdot A_{Seg,i}} \quad (\text{allgemeine Formel}) \quad (B.30)$$

mit:  $b_{Seg,i}$  Breite eines Kreissegments nach Gleichung (B.31)

$$b_{Seg,i} = 2 \cdot \rho_{vfs} \cdot d_{vfs} \cdot \sin\left(\frac{\alpha_{Seg,i}}{2}\right) \quad (\text{allgemeine Formel}) \quad (B.31)$$



Anhang C      Versuche zur Querkrafttragfähigkeit

C.1      Zeichnungen der Versuchskörper

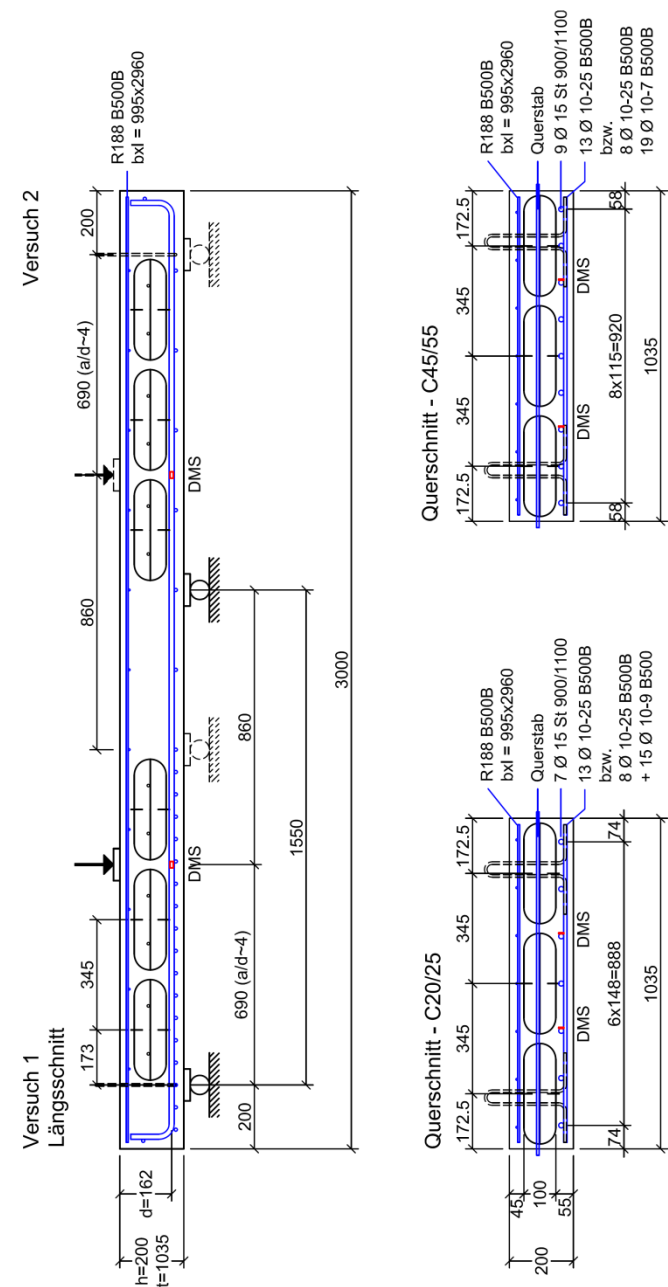


Abb. C.1:    Serie S-100: Längsschnitt und Querschnitte

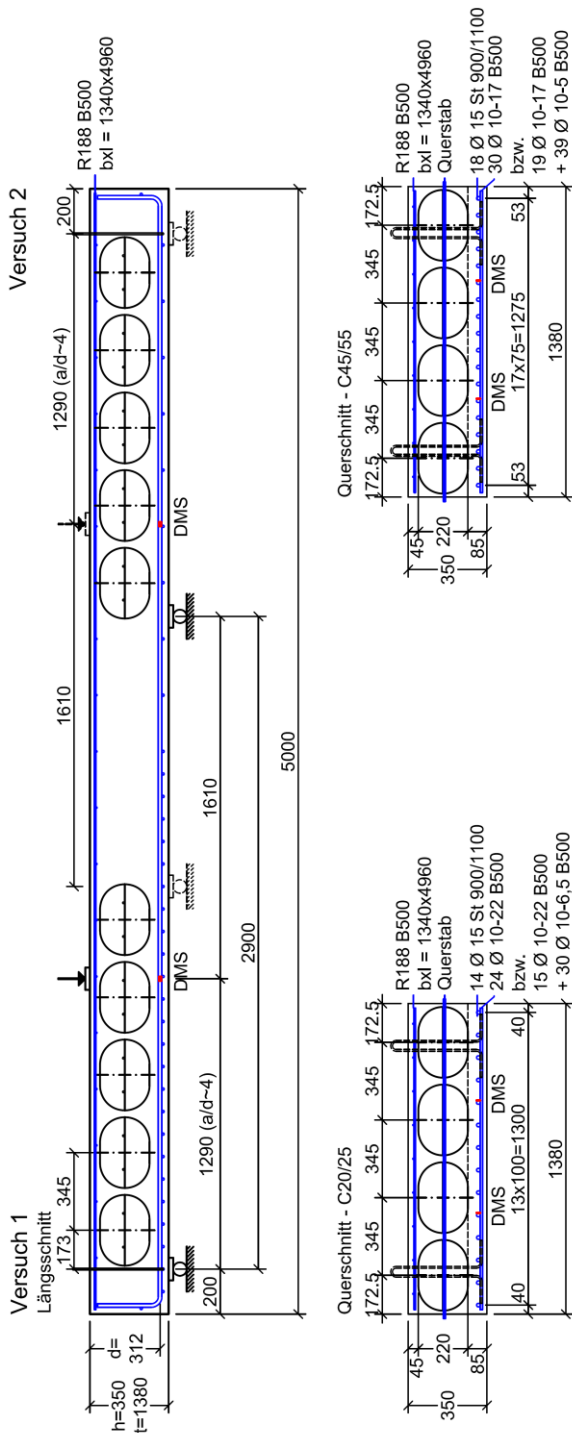


Abb. C.2: Serie S-220: Längsschnitt und Querschnitte

## C.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Tab. C.1: Betondruckfestigkeiten und E-Moduln der Versuche S-100, C20/25

Information		Bez.	Einheit	S-100, C20/25			
				V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2	V-Q-10-20-3	V-Q-10-20-4
geprüft am Probewürfel	Betonalter Versuchstag = Prüftag	---	[d]	11	11	12	12
	Betondruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29,35	29,35	28,51	28,51
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29,57	29,57	27,73	27,73
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	149,8	149,8	150,2	150,2
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	149,7	149,7	149,8	149,8
	Höchstkraft Würfel 1	$F$	[kN]	663,0	663,0	624,0	624,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,17	30,17	29,72	29,72
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	150,1	150,1	150,5	150,5
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	149,7	149,7	149,8	149,8
	Höchstkraft Würfel 2	$F$	[kN]	678,0	678,0	670,0	670,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28,31	28,31	28,08	28,08
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	150,8	150,8	150,1	150,1
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	149,7	149,7	149,7	149,7
	Höchstkraft Würfel 3	$F$	[kN]	639,0	639,0	631,0	631,0
geprüft am Bohrkern	Betonalter Versuchstag ≠ Prüftag	---	[d]	11	11	12	12
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	12	18	18
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	19	19	19	19
	Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,47	24,47	25,36	25,36
	Betondruckfestigkeit Zylinder 1	$f_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,95	26,95	23,20	23,20
	Länge - Zylinder 1	$a$	[mm]	99,0	99,0	99,6	99,6
	Durchmesser - Z 1	$b$	[mm]	48,8	48,8	48,8	48,8
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	50,4	50,4	43,4	43,4
	Betondruckfestigkeit Zylinder 2	$f_{c2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	27,80	27,80	27,11	27,11
	Länge - Zylinder 2	$a$	[mm]	100,0	100,0	100,3	100,3
	Durchmesser - Z 2	$b$	[mm]	48,8	48,8	48,8	48,8
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	52,0	52,0	50,7	50,7
	Betondruckfestigkeit Zylinder 3	$f_{c3}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	18,66	18,66	25,77	25,77
	Länge - Zylinder 3	$a$	[mm]	99,3	99,3	100,0	100,0
	Durchmesser - Z 3	$b$	[mm]	48,8	48,8	48,8	48,8
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	34,9	34,9	48,2	48,2
Elastizitätsmodul		$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23.747	23.747	24.148	24.148

Tab. C.2: Betondruckfestigkeiten und E-Moduln der Versuche S-100, C45/55

Information		Bez.	Einheit	S-100, C45/55			
				V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-3	V-Q-10-45-4
geprüft am Probewürfel	Betonalter Versuchstag = Prüftag	---	[d]	28	28	28	28
	Betondruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	66,13	66,13	66,13	66,13
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	67,02	67,02	67,02	67,02
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
	Höchstkraft Würfel 1	$F$	[kN]	1504,0	1504,0	1504,0	1504,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	62,49	62,49	62,49	62,49
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	150,0	150,0	150,0	150,0
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	150,0	150,0	150,0	150,0
	Höchstkraft Würfel 2	$F$	[kN]	1406,0	1406,0	1406,0	1406,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	68,89	68,89	68,89	68,89
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	150,2	150,2	150,2	150,2
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	150,0	150,0	150,0	150,0
	Höchstkraft Würfel 3	$F$	[kN]	1552,0	1552,0	1552,0	1552,0
geprüft am Bohrkern	Betonalter Versuchstag ≠ Prüftag	---	[d]	28	28	28	28
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	30	30	30	30
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	31	31	31	31
	Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	50,79	50,79	50,79	50,79
	Betondruckfestigkeit Zylinder 1	$f_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	49,13	49,13	49,13	49,13
	Länge - Zylinder 1	$a$	[mm]	101,4	101,4	101,4	101,4
	Durchmesser - Z 1	$b$	[mm]	48,8	48,8	48,8	48,8
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	91,9	91,9	91,9	91,9
	Betondruckfestigkeit Zylinder 2	$f_{c2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	53,19	53,19	53,19	53,19
	Länge - Zylinder 2	$a$	[mm]	100,3	100,3	100,3	100,3
	Durchmesser - Z 2	$b$	[mm]	48,9	48,9	48,9	48,9
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	99,9	99,9	99,9	99,9
	Betondruckfestigkeit Zylinder 3	$f_{c3}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	50,03	50,03	50,03	50,03
	Länge - Zylinder 3	$a$	[mm]	99,7	99,7	99,7	99,7
	Durchmesser - Z 3	$b$	[mm]	48,7	48,7	48,7	48,7
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	93,2	93,2	93,2	93,2
Elastizitätsmodul		$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.037	28.037	28.037	28.037



Tab. C.3: Betondruckfestigkeiten und E-Moduln der Versuche S-220, C20/25

Information		Bez.	Einheit	S-220, C20/25			
				V-Q-22-20-1	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-3	V-Q-22-20-4
geprüft am Probewürfel	Betonalter Versuchstag = Prüftag	---	[d]	11	11	10	10
	Betondruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,75	30,75	32,94	32,94
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31,16	31,16	32,67	32,67
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	151,1	151,1	151,1	151,1
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	150,8	150,8	149,9	149,9
	Höchstkraft Würfel 1	$F$	[kN]	710,0	710,0	740,0	740,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31,18	31,18	33,29	33,29
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	150,0	150,0	150,1	150,1
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	149,9	149,9	150,1	150,1
	Höchstkraft Würfel 2	$F$	[kN]	701,0	701,0	750,0	750,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29,92	29,92	32,85	32,85
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	149,2	149,2	151,1	151,1
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	150,1	150,1	149,9	149,9
	Höchstkraft Würfel 3	$F$	[kN]	670,0	670,0	744,0	744,0
geprüft am Bohrkern	Betonalter Versuchstag ≠ Prüftag	---	[d]	11	11	10	10
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	12	12	11	11
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	13	13	13	13
	Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,86	24,86	26,52	26,52
	Betondruckfestigkeit Zylinder 1	$f_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25,08	25,08	26,30	26,30
	Länge - Zylinder 1	$a$	[mm]	201,9	201,9	204,9	204,9
	Durchmesser - Z 1	$b$	[mm]	99,5	99,5	99,6	99,6
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	195,0	195,0	204,9	204,9
	Betondruckfestigkeit Zylinder 2	$f_{c2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24,32	24,32	28,30	28,30
	Länge - Zylinder 2	$a$	[mm]	201,9	201,9	202,2	202,2
	Durchmesser - Z 2	$b$	[mm]	99,6	99,6	99,6	99,6
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	189,5	189,5	220,5	220,5
	Betondruckfestigkeit Zylinder 3	$f_{c3}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25,17	25,17	24,97	24,97
	Länge - Zylinder 3	$a$	[mm]	180,7	180,7	202,6	202,6
	Durchmesser - Z 3	$b$	[mm]	99,6	99,6	99,4	99,4
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	196,1	196,1	193,8	193,8
Elastizitätsmodul		$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.809	25.809	24.616	24.616

Tab. C.4: Betondruckfestigkeiten und E-Moduln der Versuche S-220, C45/55

Information		Bez.	Einheit	S-220, C45/55			
				V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2	V-Q-22-45-3	V-Q-22-45-4
geprüft am Probewürfel	Betonalter Versuchstag = Prüftag	---	[d]	35	35	34	34
	Betondruckfestigkeit beim Bauteil gelagert	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	57,20	57,20	61,47	61,47
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	58,02	58,02	61,34	61,34
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	151,3	151,3	150,3	150,3
	Höchstkraft Würfel 1	$F$	[kN]	1315,0	1315,0	1381,0	1381,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	56,36	56,36	59,73	59,73
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	152,9	152,9	151,1	151,1
	Höchstkraft Würfel 2	$F$	[kN]	1291,0	1291,0	1352,0	1352,0
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	57,21	57,21	63,34	63,34
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	150,0	150,0	149,8	149,8
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	149,5	149,5	150,5	150,5
	Höchstkraft Würfel 3	$F$	[kN]	1283,0	1283,0	1428,0	1428,0
geprüft am Bohrkern	Betonalter Versuchstag ≠ Prüftag	---	[d]	35	35	34	34
	Betonalter Bohrkernentnahme	---	[d]	36	36	35	35
	Betonalter Bohrkernprüfung	---	[d]	37	37	36	36
	Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37,70	37,70	42,76	42,76
	Betondruckfestigkeit Zylinder 1	$f_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	42,19	42,19	45,14	45,14
	Länge - Zylinder 1	$a$	[mm]	208,0	208,0	199,8	199,8
	Durchmesser - Z 1	$b$	[mm]	99,0	99,0	99,1	99,1
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	324,8	324,8	348,2	348,2
	Betondruckfestigkeit Zylinder 2	$f_{c2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,25	40,25	42,50	42,50
	Länge - Zylinder 2	$a$	[mm]	201,5	201,5	198,9	198,9
	Durchmesser - Z 2	$b$	[mm]	99,0	99,0	98,9	98,9
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	309,8	309,8	326,5	326,5
	Betondruckfestigkeit Zylinder 3	$f_{c3}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,65	30,65	40,63	40,63
	Länge - Zylinder 3	$a$	[mm]	202,5	202,5	199,9	199,9
	Durchmesser - Z 3	$b$	[mm]	99,0	99,0	99,1	99,1
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	235,9	235,9	313,4	313,4
Elastizitätsmodul		$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	27.170	27.170	28.699	28.699

Tab. C.5: Zugfestigkeiten der Versuche S-100, C20/25

Information	Bez.	Einheit	S-100, C20/25			
			V-Q-10-20-1	V-Q-10-20-2	V-Q-10-20-3	V-Q-10-20-4
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,29	2,29	2,37	2,37
zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,06	2,06	2,13	2,13
Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,28	2,28	2,44	2,44
Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	296,3	296,3	297,0	297,0
Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	149,9	149,9	149,8	149,8
Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	159,3	159,3	170,2	170,2
Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,18	2,18	2,38	2,38
Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	293,9	293,9	298,0	298,0
Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	149,7	149,7	149,9	149,9
Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	150,4	150,4	166,7	166,7
Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,42	2,42	2,30	2,30
Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	296,3	296,3	298,0	298,0
Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	150,2	150,2	150,0	150,0
Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	169,0	169,0	161,7	161,7

Tab. C.6: Zugfestigkeiten der Versuche S-100, C45/55

Information	Bez.	Einheit	S-100, C45/55			
			V-Q-10-45-1	V-Q-10-45-2	V-Q-10-45-3	V-Q-10-45-4
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,53	3,53	3,53	3,53
zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,17	3,17	3,17	3,17
Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,71	3,71	3,71	3,71
Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	299,0	299,0	299,0	299,0
Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	261,1	261,1	261,1	261,1
Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,56	3,56	3,56	3,56
Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	295,0	295,0	295,0	295,0
Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8
Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	246,8	246,8	246,8	246,8
Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,32	3,32	3,32	3,32
Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	298,0	298,0	298,0	298,0
Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	150,0	150,0	150,0	150,0
Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	232,8	232,8	232,8	232,8

Tab. C.7: Zugfestigkeiten der Versuche S-220, C20/25

Information	Bez.	Einheit	S-220, C20/25			
			V-Q-22-20-1	V-Q-22-20-2	V-Q-22-20-3	V-Q-22-20-4
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,66	2,66	2,66	2,66
zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,40	2,40	2,39	2,39
Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,72	2,72	2,56	2,56
Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	297,7	297,7	298,1	298,1
Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	149,8	149,8	148,5	148,5
Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	190,5	190,5	177,9	177,9
Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,58	2,58	2,58	2,58
Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	296,2	296,2	295,9	295,9
Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	149,8	149,8	149,9	149,9
Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	179,8	179,8	180,1	180,1
Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,69	2,69	2,82	2,82
Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	296,0	296,0	298,8	298,8
Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	149,9	149,9	150,9	150,9
Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	187,2	187,2	200,0	200,0

Tab. C.8: Zugfestigkeiten der Versuche S-220, C45/55

Information	Bez.	Einheit	S-220, C45/55			
			V-Q-22-45-1	V-Q-22-45-2	V-Q-22-45-3	V-Q-22-45-4
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,91	3,91	3,82	3,82
zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,52	3,52	3,43	3,43
Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,19	4,19	3,58	3,58
Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	298,6	298,6	298,8	298,8
Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	149,5	149,5	149,6	149,6
Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	293,9	293,9	251,7	251,7
Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,00	4,00	3,93	3,93
Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	297,5	297,5	299,8	299,8
Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	149,9	149,9	149,8	149,8
Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	279,9	279,9	277,4	277,4
Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,55	3,55	3,93	3,93
Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	298,7	298,7	299,6	299,6
Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	149,6	149,6	149,6	149,6
Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	249,3	249,3	276,8	276,8

### C.3 Versagensbilder der Versuchskörper

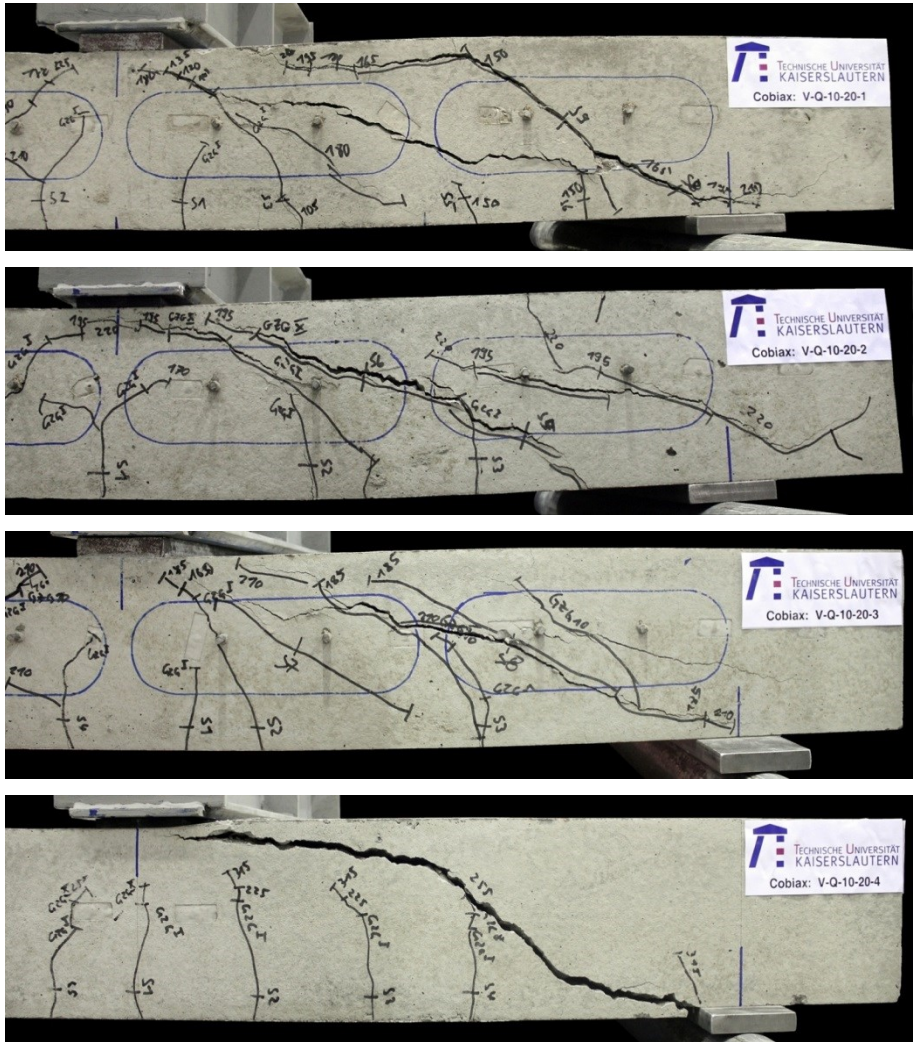


Abb. C.3: Seitenansicht der Probekörper V-Q-10-20-1 bis 4 nach dem Versagen

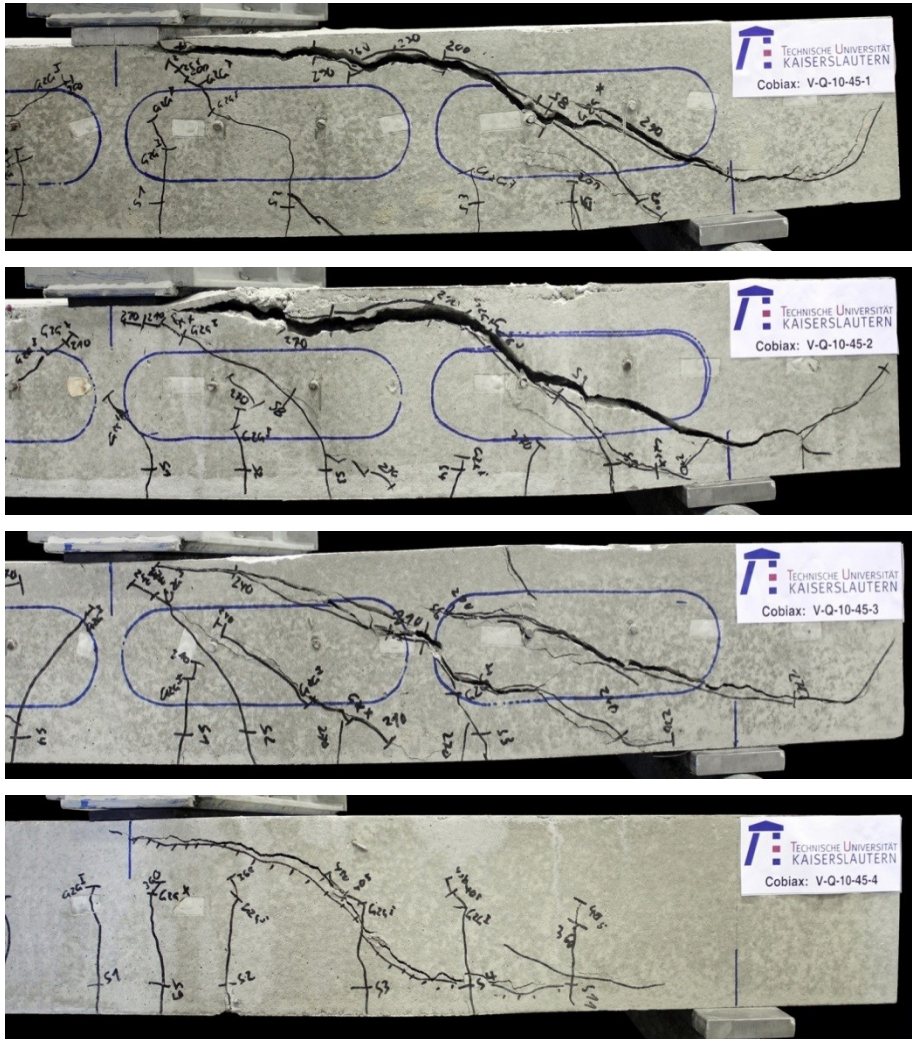


Abb. C.4: Seitenansicht der Probekörper V-Q-10-45-1 bis 4 nach dem Versagen



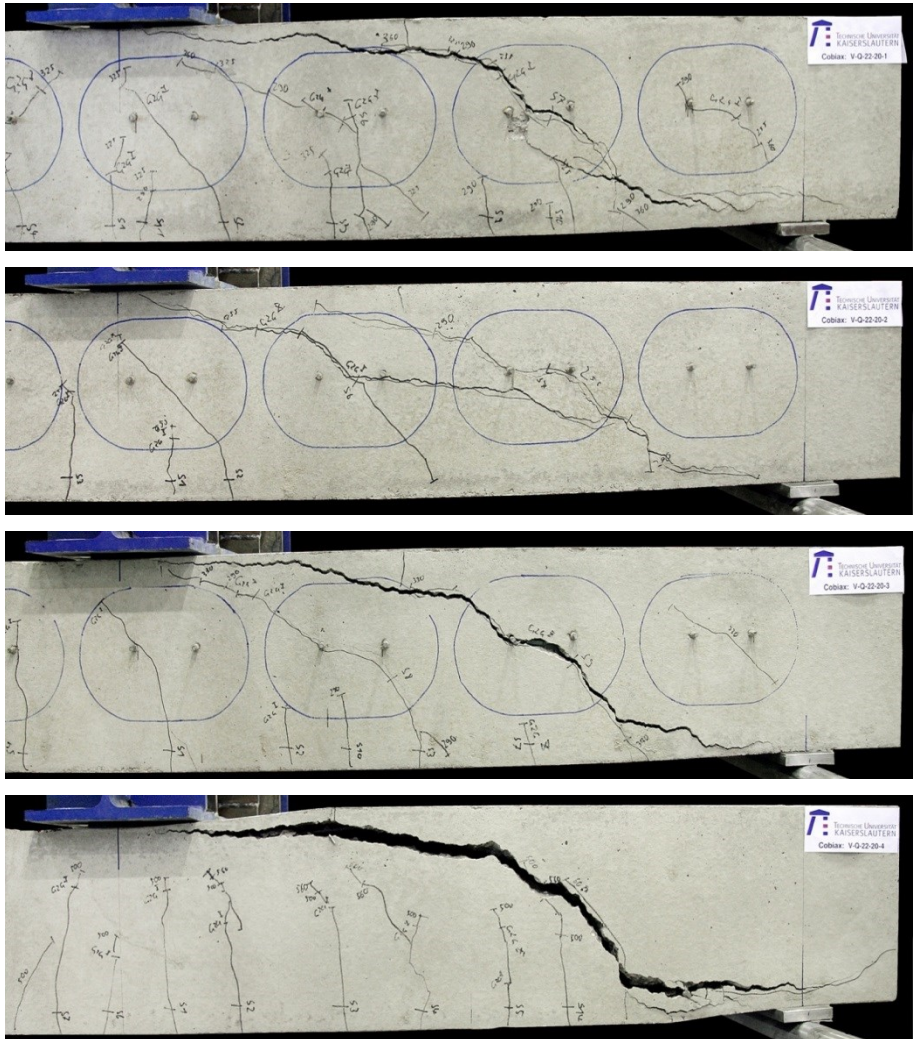


Abb. C.5: Seitenansicht der Probekörper V-Q-22-20-1 bis 4 nach dem Versagen

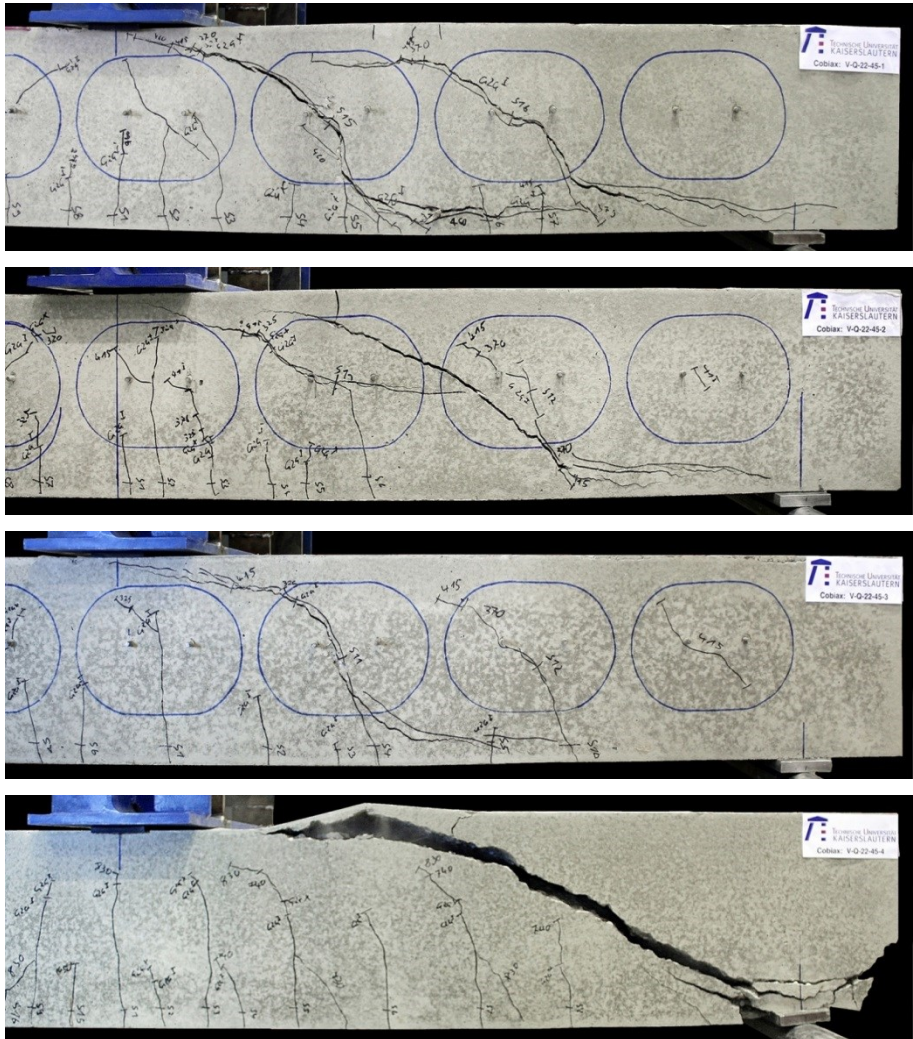


Abb. C.6: Seitenansicht der Probekörper V-Q-22-45-1 bis 4 nach dem Versagen



## C.4 Messergebnisse der Versuche

### C.4.1 Versuch V-Q-10-20-1

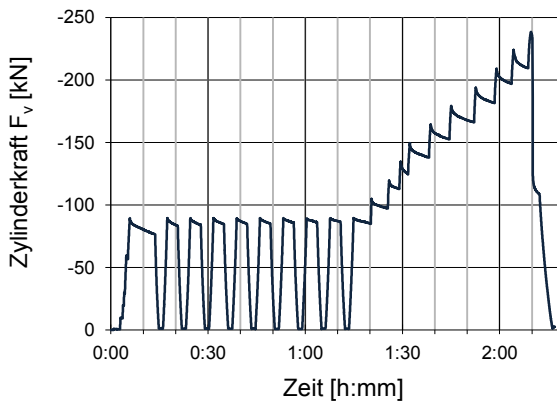


Abb. C.7: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

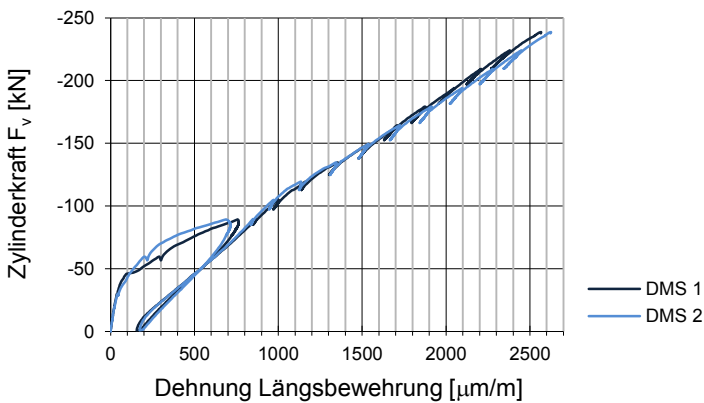


Abb. C.8: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

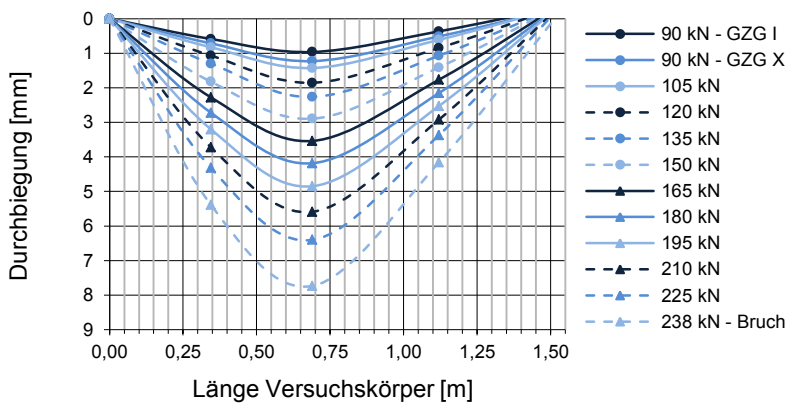


Abb. C.9: Biegelinie

C.4.2 Versuch V-Q-10-20-2

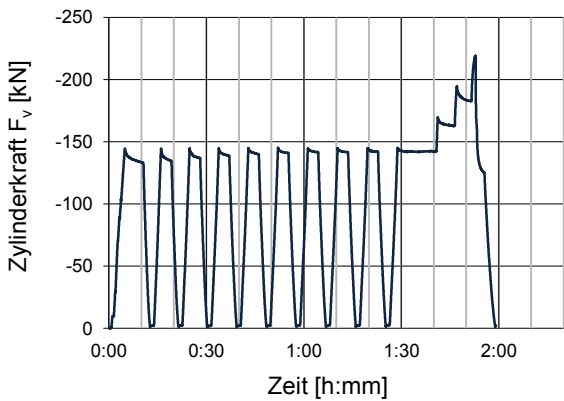


Abb. C.10: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

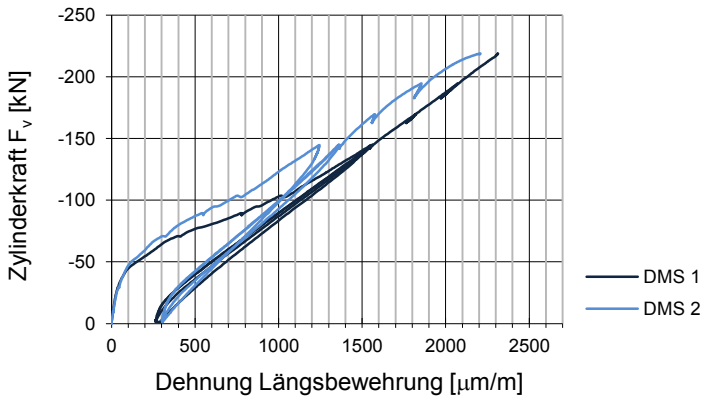


Abb. C.11: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

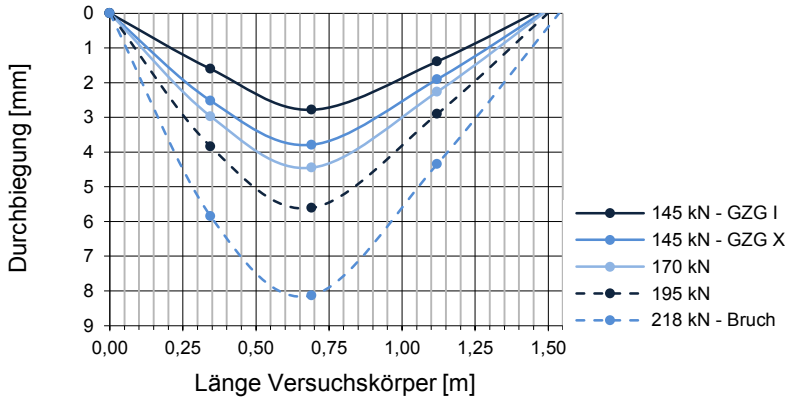


Abb. C.12: Biegelinie

## C.4.3 Versuch V-Q-10-20-3

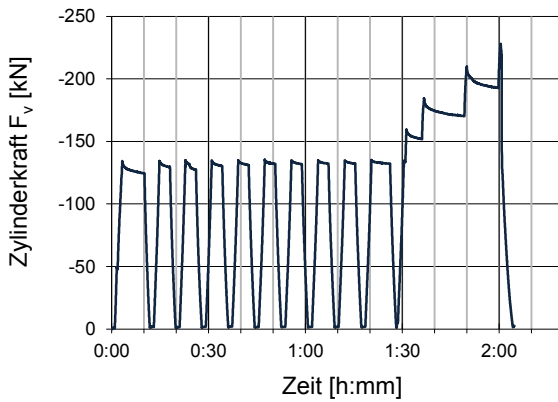


Abb. C.13: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

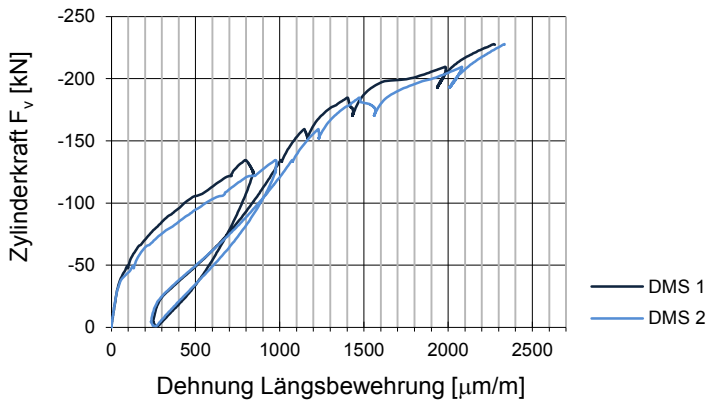


Abb. C.14: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

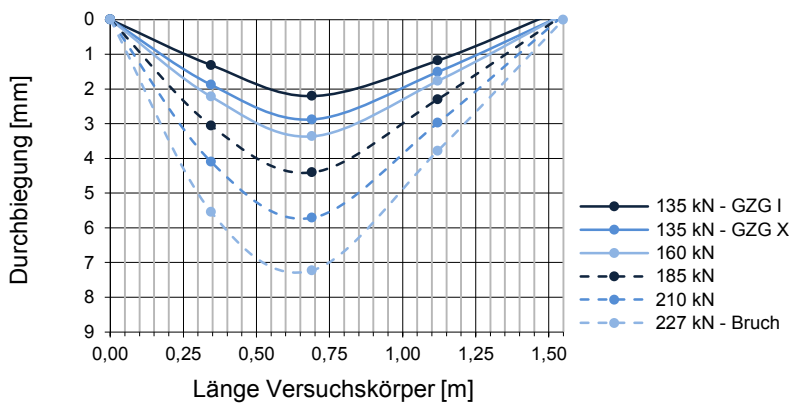


Abb. C.15: Biegelinie

C.4.4 Versuch V-Q-10-20-4

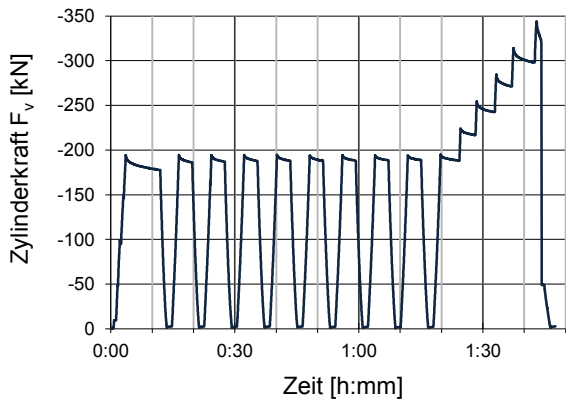


Abb. C.16: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

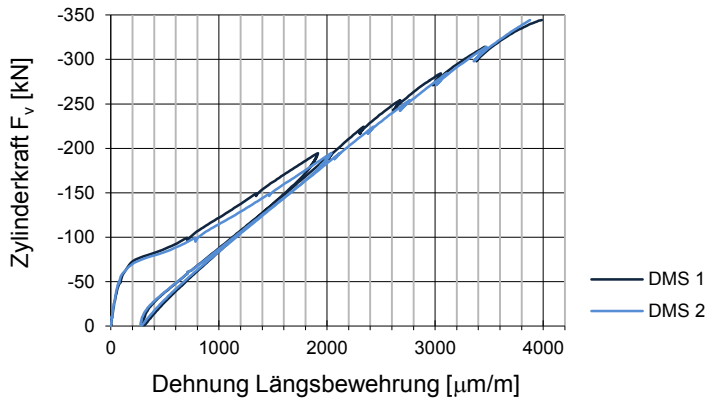


Abb. C.17: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

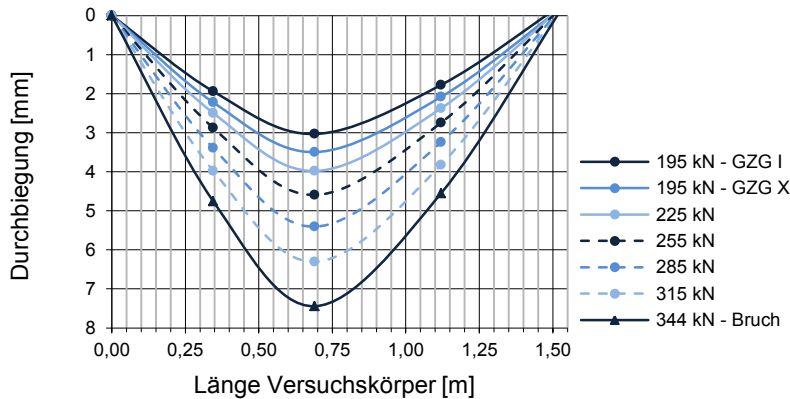


Abb. C.18: Biegelinie

## C.4.5 Versuch V-Q-10-45-1

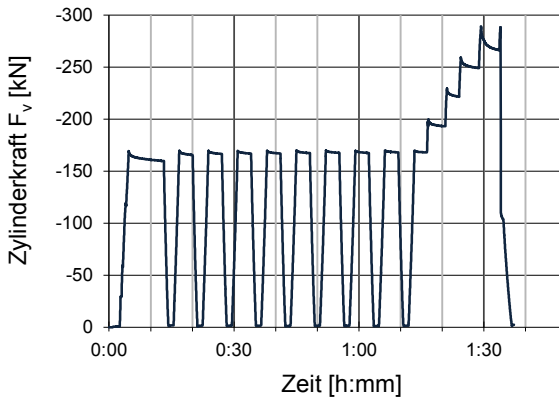


Abb. C.19: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

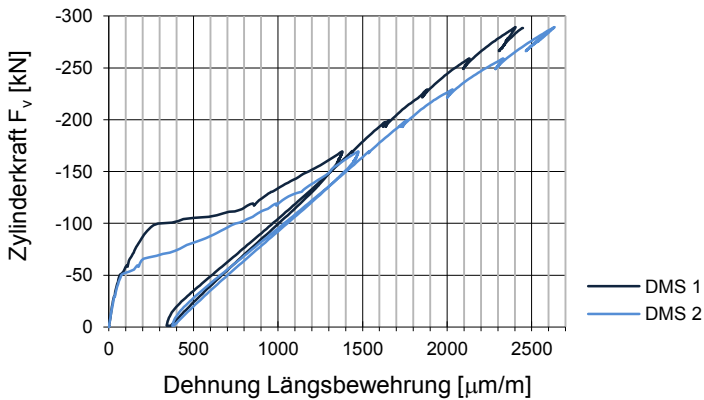


Abb. C.20: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

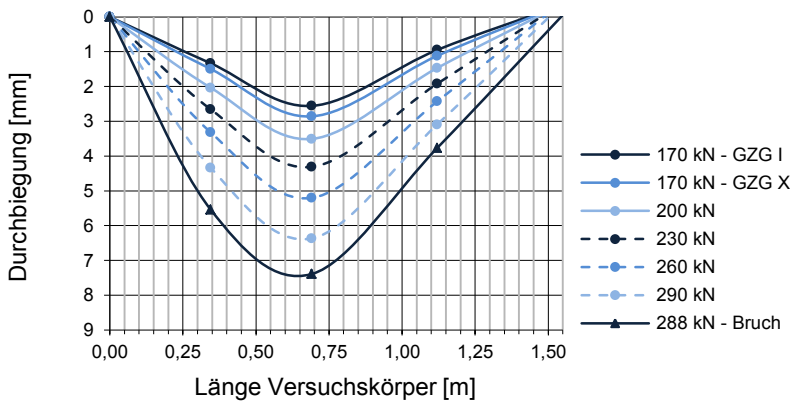


Abb. C.21: Biegelinie

C.4.6 Versuch V-Q-10-45-2

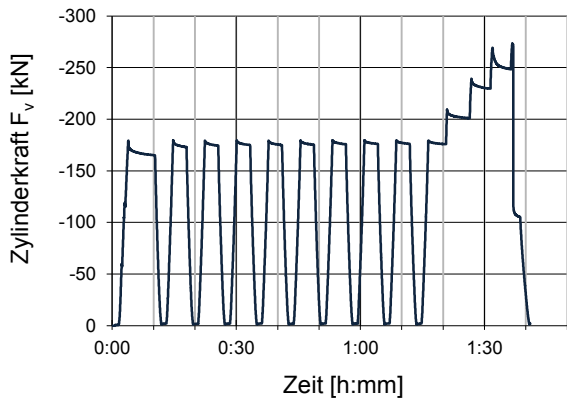


Abb. C.22: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

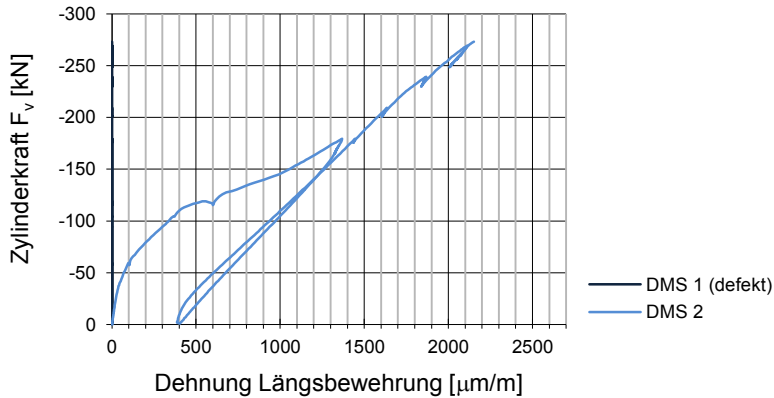


Abb. C.23: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

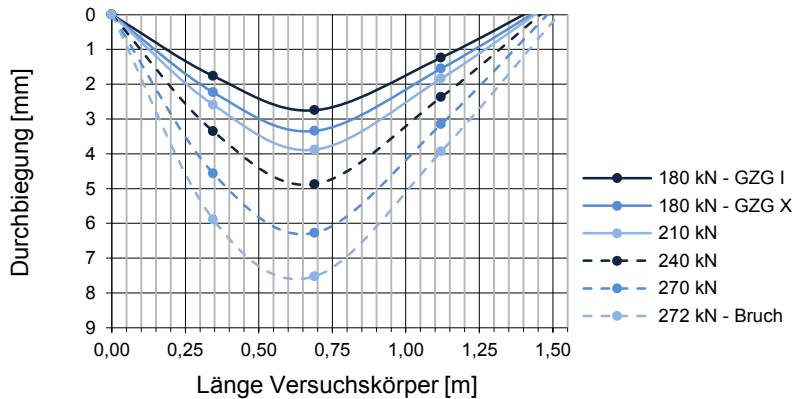


Abb. C.24: Biegelinie

## C.4.7 Versuch V-Q-10-45-3

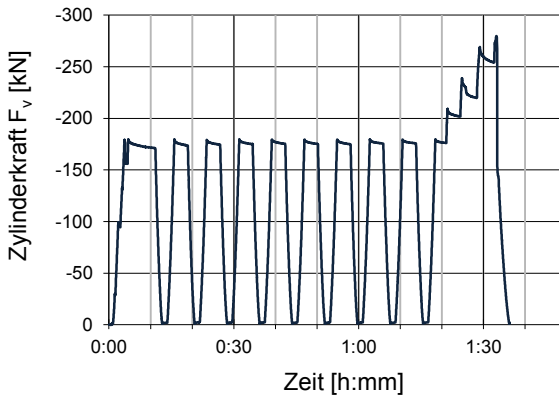


Abb. C.25: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

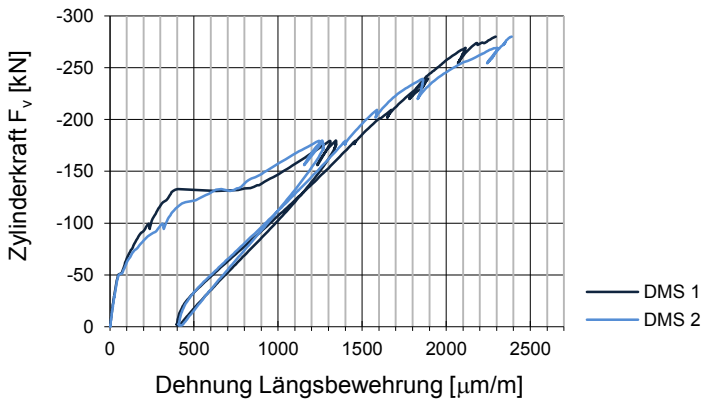


Abb. C.26: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

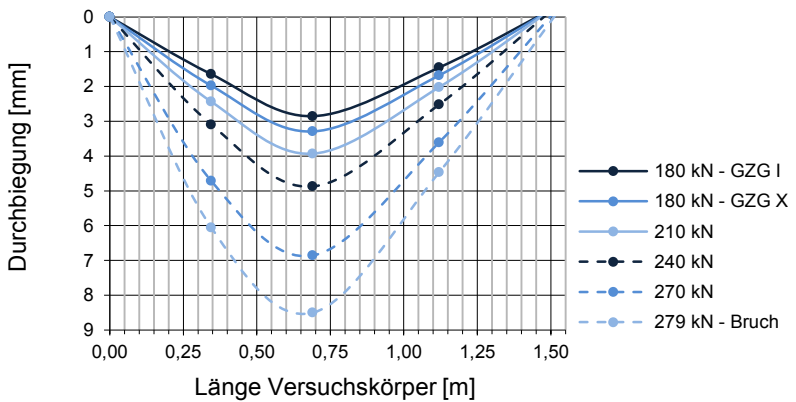


Abb. C.27: Biegelinie

C.4.8 Versuch V-Q-10-45-4

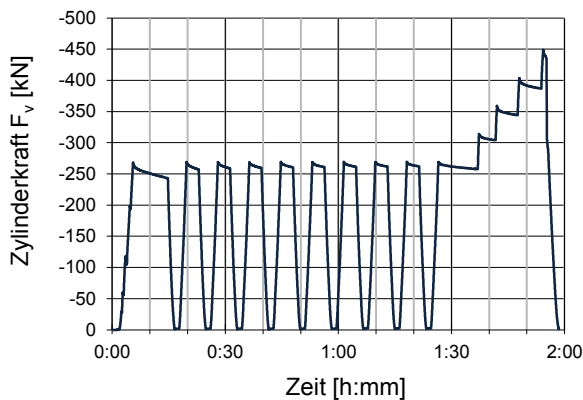


Abb. C.28: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

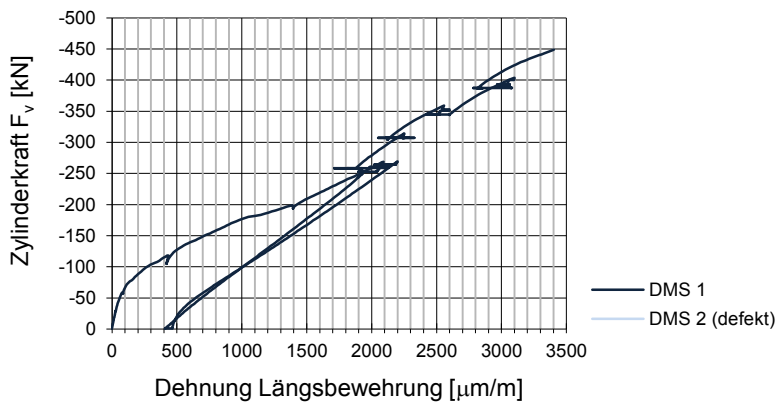


Abb. C.29: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

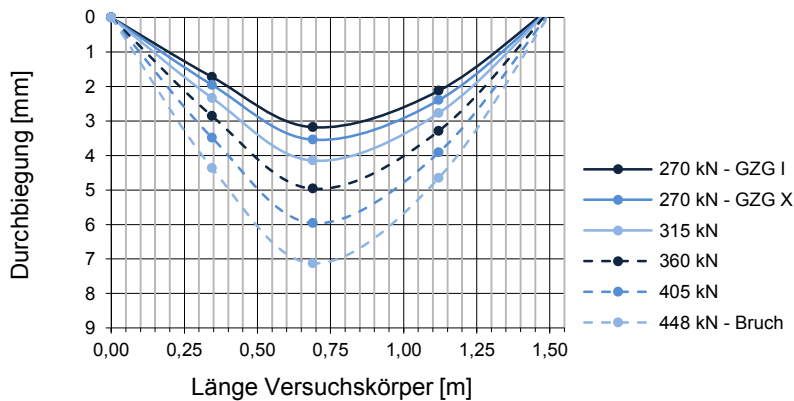


Abb. C.30: Biegelinie



## C.4.9 Versuch V-Q-22-20-1

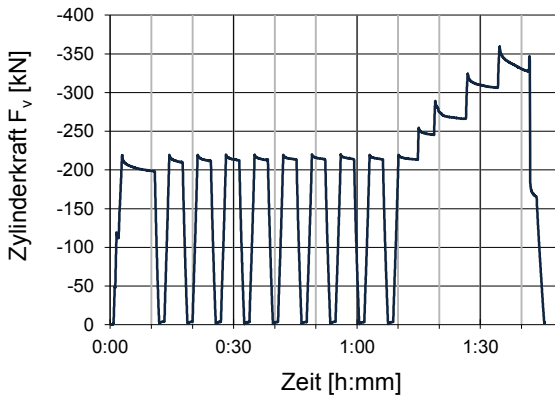


Abb. C.31: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

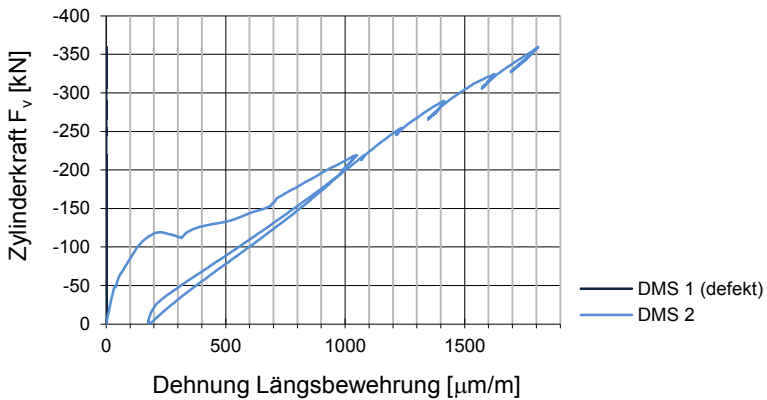


Abb. C.32: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

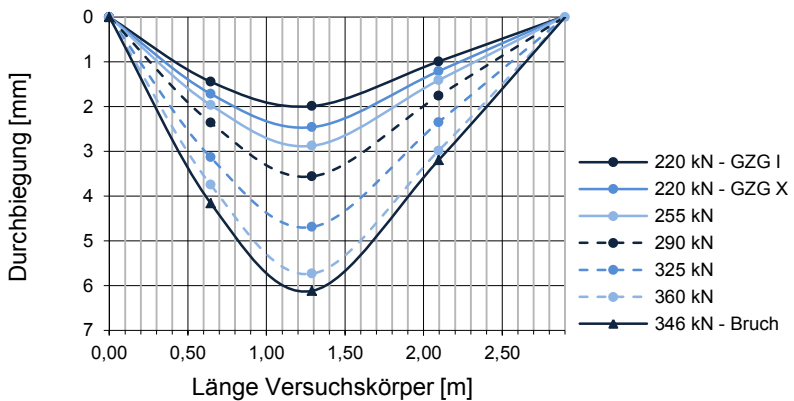


Abb. C.33: Biegelinie

C.4.10 Versuch V-Q-22-20-2

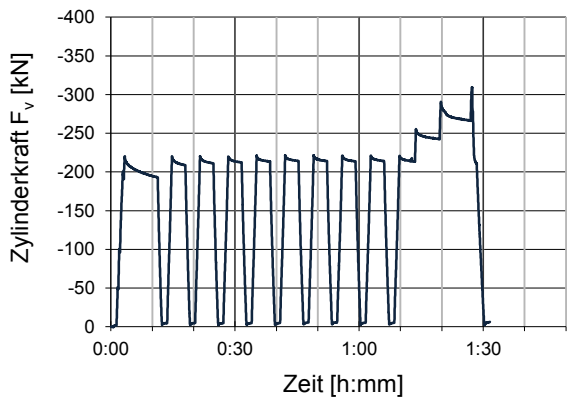


Abb. C.34: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

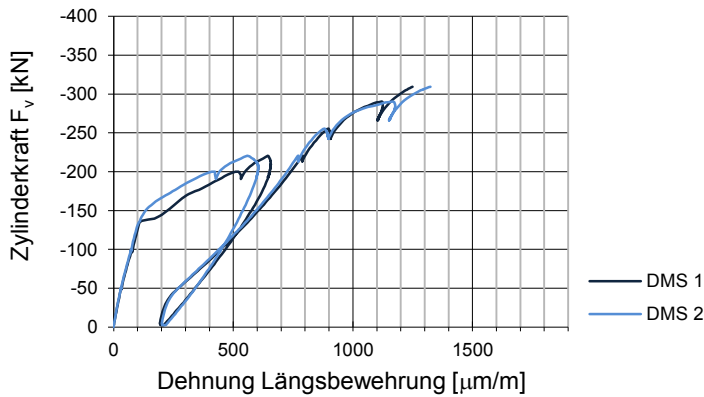


Abb. C.35: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

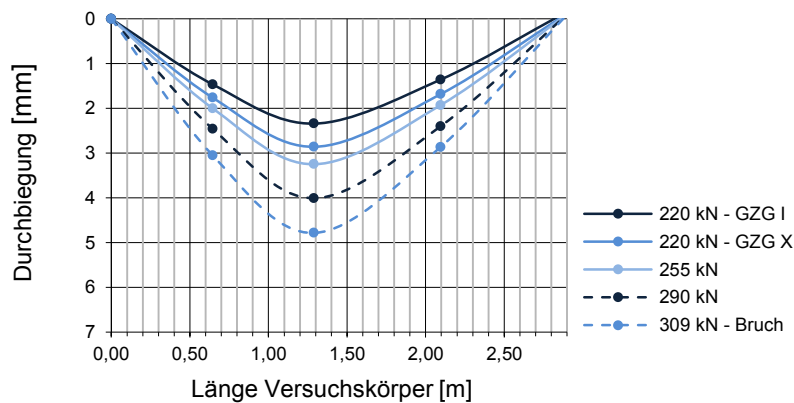


Abb. C.36: Biegelinie

## C.4.11 Versuch V-Q-22-20-3

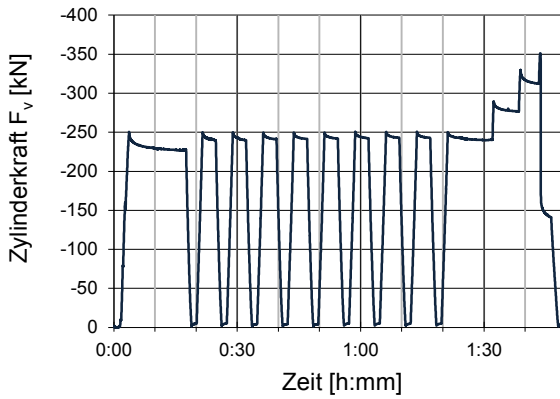


Abb. C.37: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

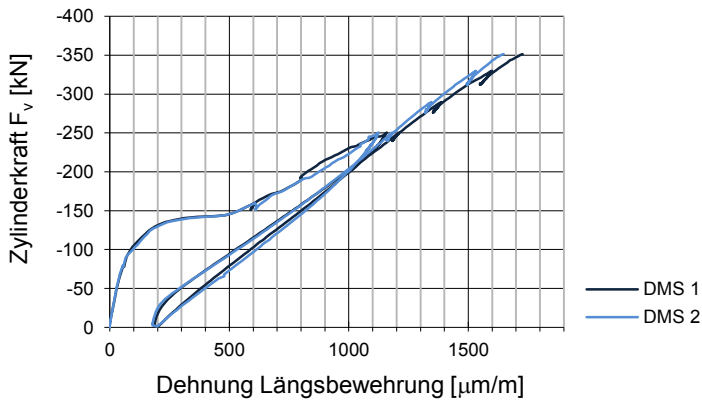


Abb. C.38: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

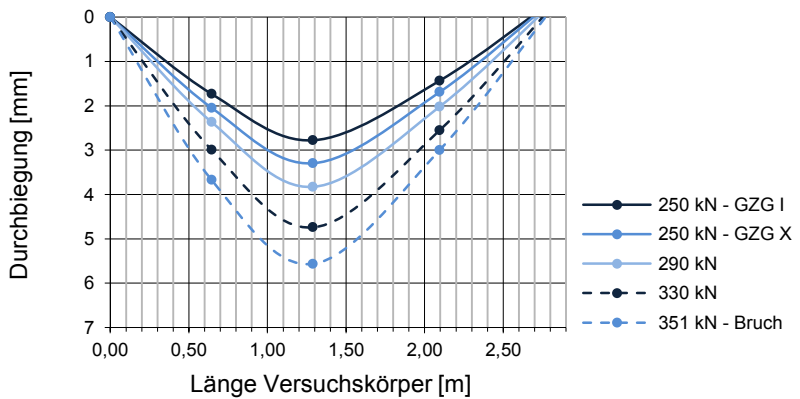


Abb. C.39: Biegelinie

C.4.12 Versuch V-Q-22-20-4

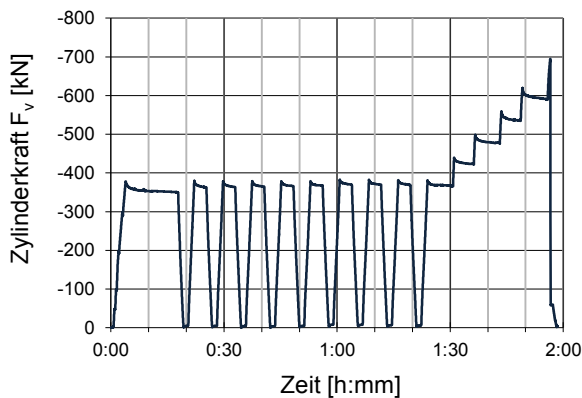


Abb. C.40: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

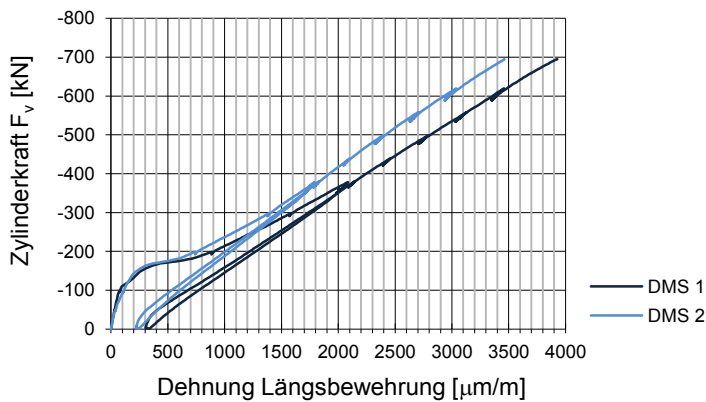


Abb. C.41: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

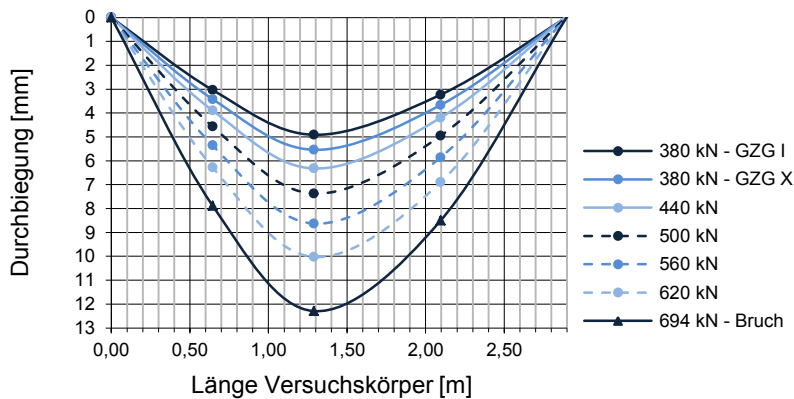


Abb. C.42: Biegelinie

## C.4.13 Versuch V-Q-22-45-1

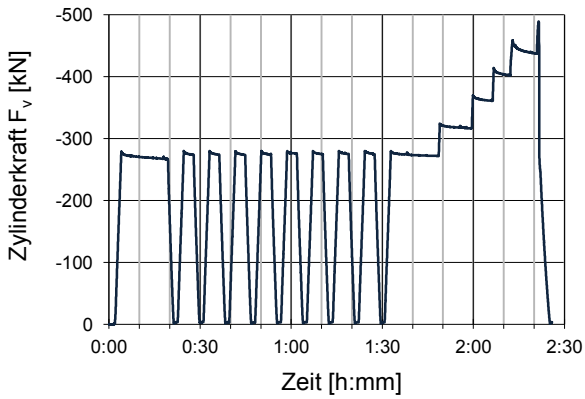


Abb. C.43: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

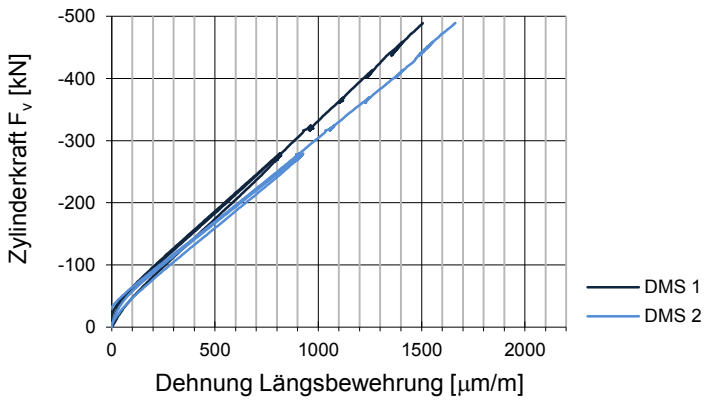


Abb. C.44: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

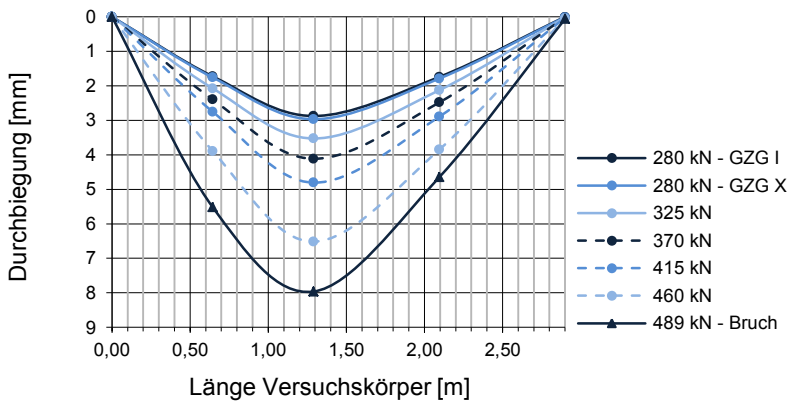


Abb. C.45: Biegelinie

C.4.14 Versuch V-Q-22-45-2

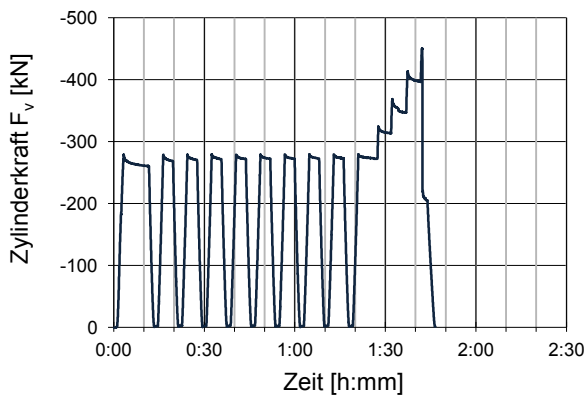


Abb. C.46: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

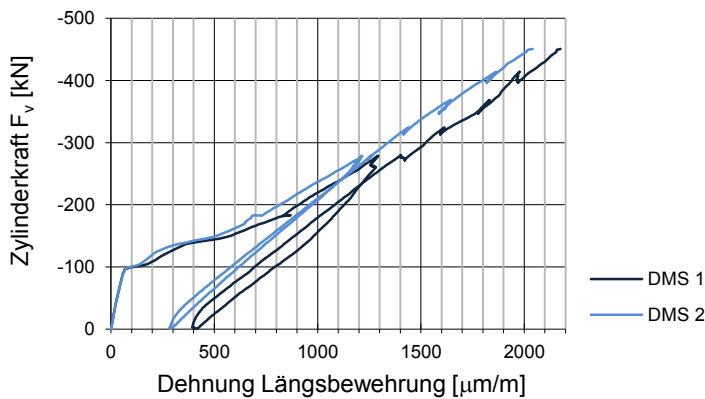


Abb. C.47: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

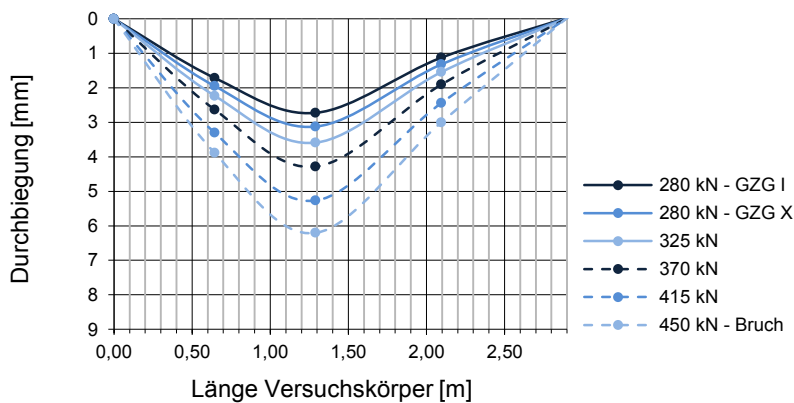


Abb. C.48: Biegelinie

## C.4.15 Versuch V-Q-22-45-3

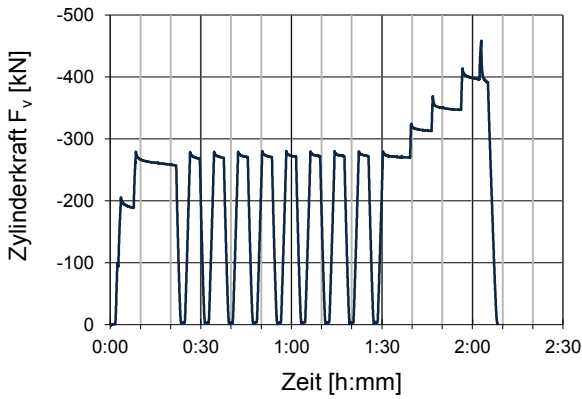


Abb. C.49: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

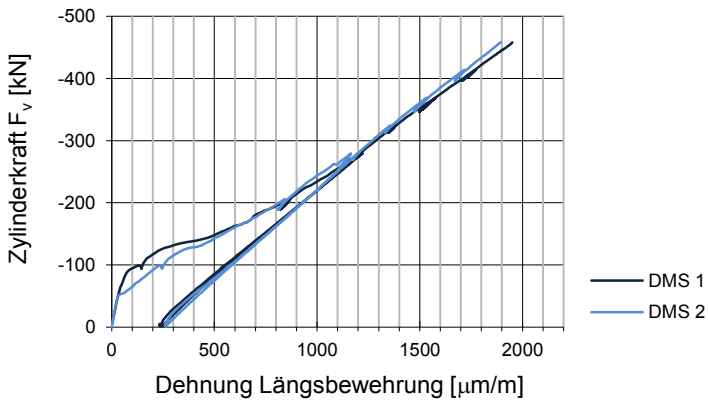


Abb. C.50: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

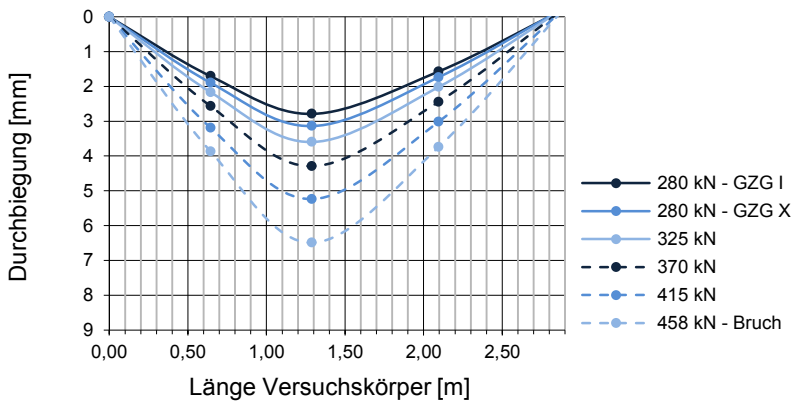


Abb. C.51: Biegelinie

C.4.16 Versuch V-Q-22-45-4

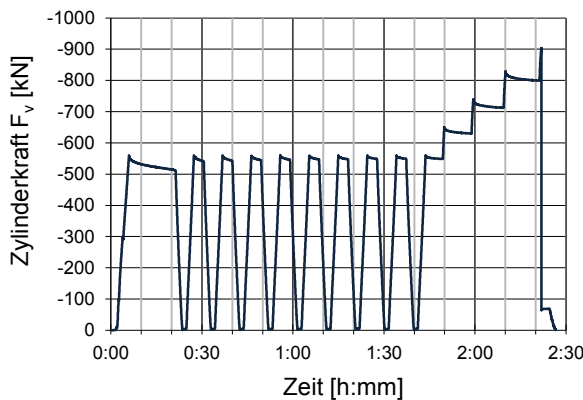


Abb. C.52: Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

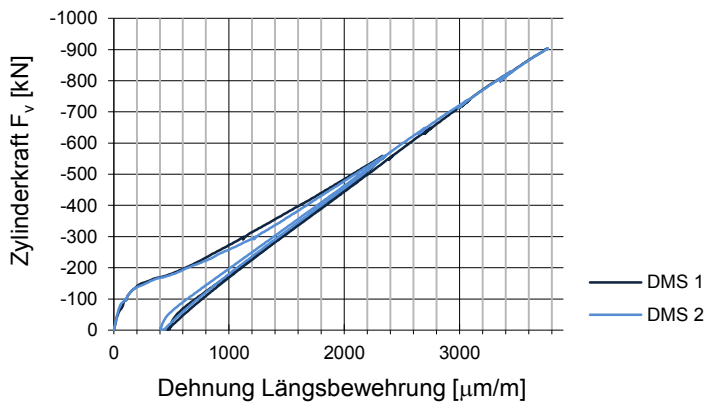


Abb. C.53: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

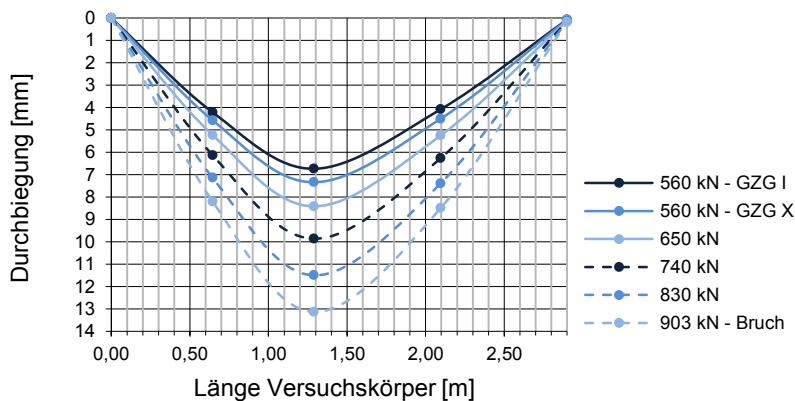


Abb. C.54: Biegelinie



# Anhang D Versuche zur Schubkraftübertragung in der Verbundfuge

## D.1 Zeichnungen der Versuchskörper

### D.1.1 Zeichnungen der Versuchsserie 1 - Halbfertigteilvariante

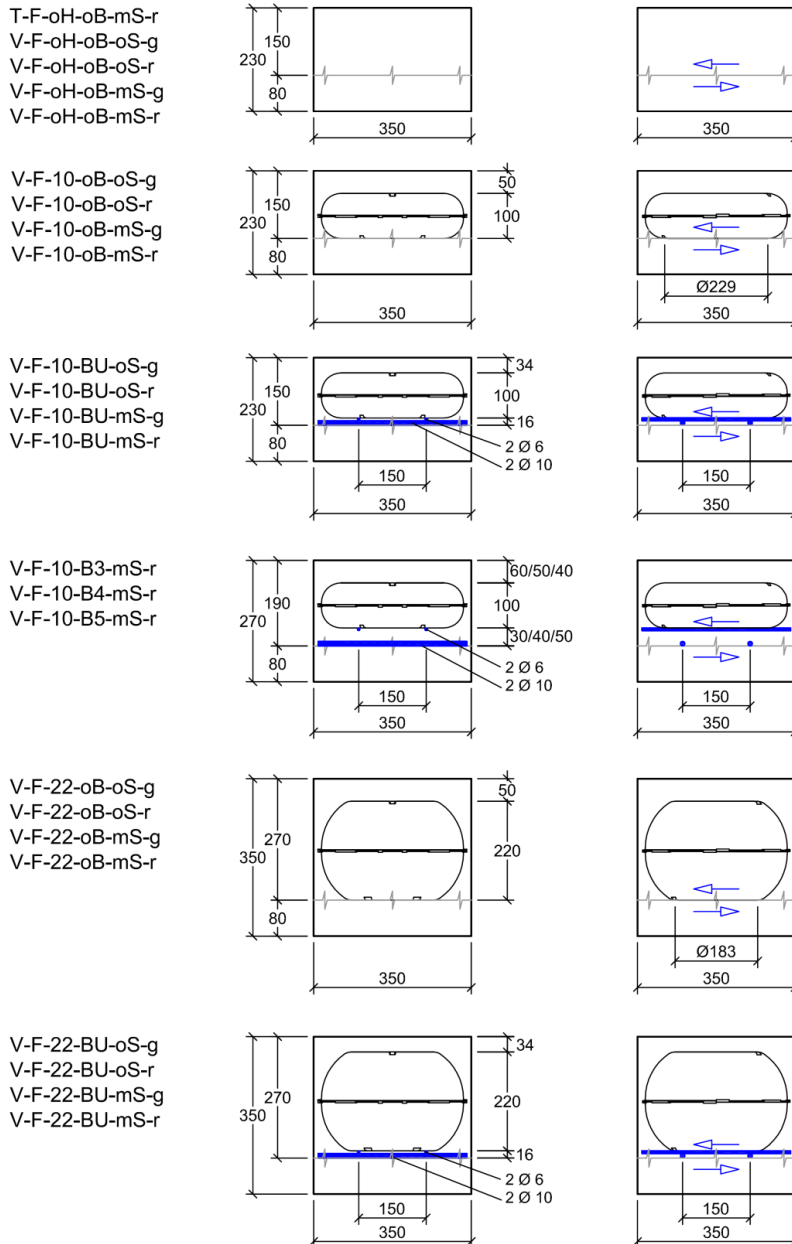


Abb. D.1: Versuchsserie 1 - Halbfertigteilvariante: Längsschnitte und Querschnitte

### D.1.2 Zeichnungen der Versuchsserie 1 - Ortbetonvariante

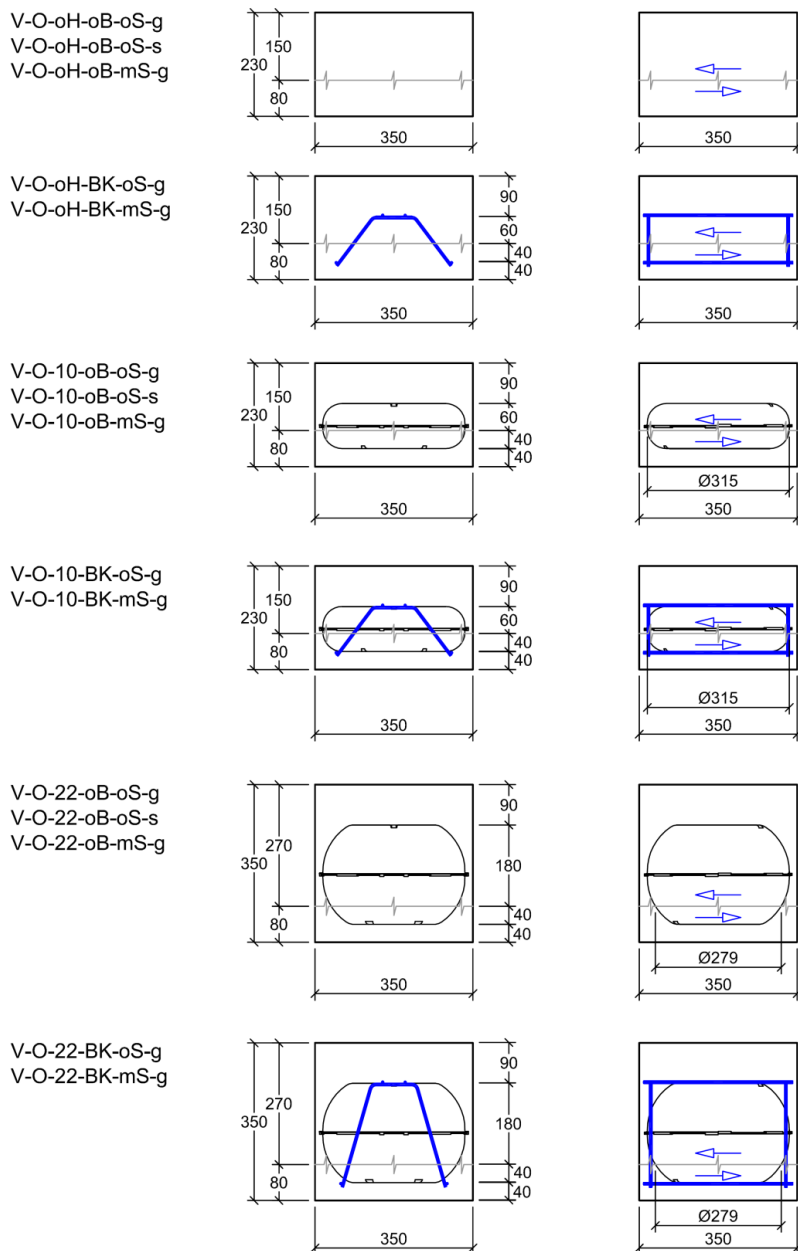


Abb. D.2: Versuchsserie 2 - Ortbetonvariante: Längsschnitte und Querschnitte

### D.1.3 Zeichnungen der Versuchsserie 2

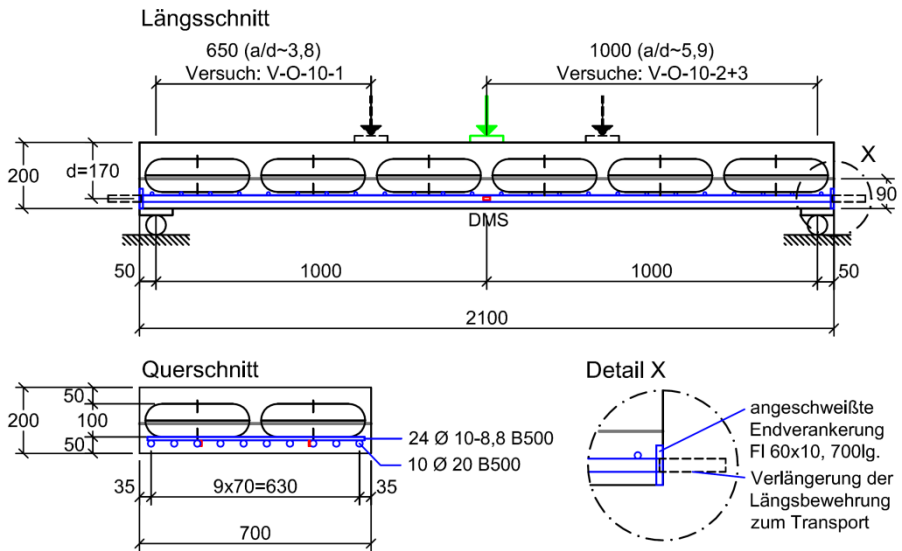


Abb. D.3: Versuchsserie 2 - Bauteilversuche mit Hohlkörpern: Längsschnitt und Querschnitt

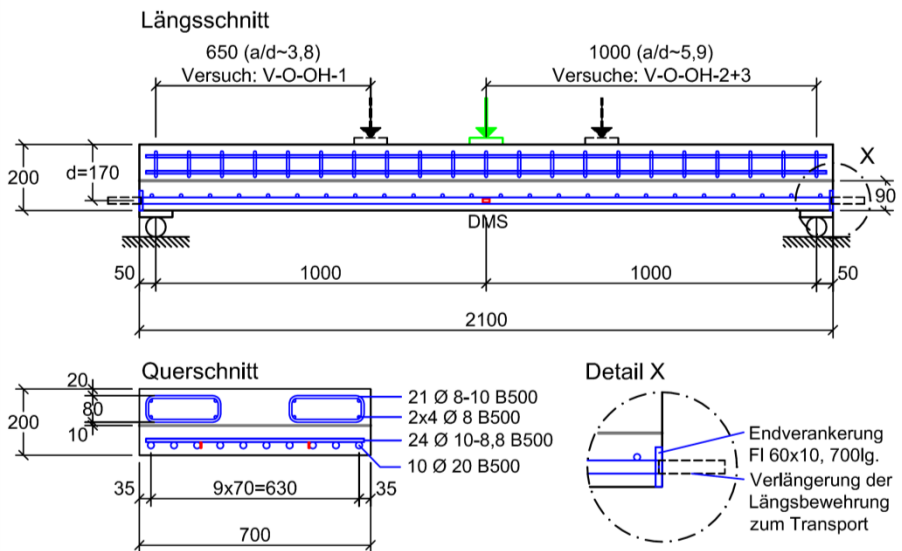


Abb. D.4: Versuchsserie 2 - Bauteilversuche ohne Hohlkörper: Längsschnitt und Querschnitt

## D.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Tab. D.1: Einzelwerte der Betondruckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Versuchsserie	Herstelldatum	Betondruckfestigkeit						Elastizitätsmodul	
		Prüfdatum	Länge	Breite	Kraft	Betondruckfestigkeit Würfel i	Würfeldruckfestigkeit "Bauteil gelagert"	Prüfdatum	Elastizitätsmodul
		---	a	b	F	$f_{ci, cube, dry}$	$f_{cm, cube, dry}$	---	$E_c$
		---	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	---	[N/mm <sup>2</sup> ]
Halbfertigteilvariante	06.12.2011	11.01.2012	150,7	149,9	1173	51,93	50,82	11.01.2012	26.682
			150,5	150,0	1130	50,06			
			150,9	149,7	1140	50,47			
		13.01.2012	151,5	149,7	1116	49,21	49,99		
			151,3	149,8	1132	49,95			
			151,0	150,1	1152	50,83			
		16.01.2012	151,1	149,8	1163	51,38	51,22	16.01.2012	25.491
			151,0	149,8	1150	50,84			
			150,9	149,8	1163	51,45			
	22.12.2011	11.01.2012	150,5	150,0	576	25,51	25,54	11.01.2012	22.126
			150,8	149,8	551	24,39			
			149,7	149,7	617	27,53			
		13.01.2012	150,0	150,0	631	28,04	27,25		
			149,2	150,3	587	26,18			
			150,3	150,3	637	28,20			
		16.01.2012	149,5	150,0	680	30,32	29,90	16.01.2012	21.397
			149,1	150,0	697	31,16			
			149,8	150,3	694	30,82			
Ortbetonvariante	22.12.2011	17.01.2012	150,1	150,0	565	25,09	27,83	18.01.2012	21.829
			149,5	149,9	618	27,58			
			149,9	149,7	700	31,19			
		18.01.2012	150,0	149,9	725	32,24	30,56		
			149,9	149,6	633	28,23			
			150,8	149,9	615	27,21			
		19.01.2012	149,7	149,8	686	30,59	29,02	19.01.2012	21.529
			150,4	149,8	659	29,25			
			149,8	150,2	483	21,47			
	03.01.2012	17.01.2012	149,3	149,9	435	19,44	20,39	18.01.2012	20.579
			149,4	149,9	454	20,27			
			149,3	149,8	490	21,91			
		18.01.2012	149,3	150,1	460	20,53	21,19		
			149,3	149,8	473	21,15			
			150,0	150,2	466	20,68			
Bauteilversuche	29.01.2013	14.02.2013	149,5	149,7	498,6	22,28	22,19	14.02.2013	16.342
			149,4	149,8	493,6	22,06			
			149,9	149,6	498,6	22,23			
	01.02.2013	14.02.2013	149,9	149,7	493	21,97	21,36	14.02.2013	19.294
			149,8	149,9	465,2	20,72			
			149,0	150,2	478,5	21,38			

Tab. D.2: Einzelwerte der Betonzugfestigkeiten

Versuchsserie	Herstelldatum	Betonzugfestigkeit					
		Prüfdatum	Länge	Durchmesser	Kraft	Spaltzugfestigkeit Zylinder I	Spaltzugfestigkeit
		---	<i>l</i>	<i>d</i>	<i>F</i>	<i>f<sub>ct, sp</sub></i>	<i>f<sub>ct, sp</sub></i>
		---	[mm]	[mm]	[kN]		
Halbfertigteilvariante	06.12.2011	12.01.2012	295,4	149,6	248,6	3,58	3,52
			297	149,8	262,2	3,75	
			297,1	149,7	226,2	3,24	
		16.01.2012	294,4	149,6	252,9	3,66	3,55
			296,4	150,1	238	3,41	
			297	150,1	251,2	3,59	
	22.12.2011	12.01.2012	297,6	150,3	158,4	2,25	2,31
			295,6	149,9	147,5	2,12	
			297	150,2	178,9	2,55	
		16.01.2012	295,3	149,6	180,2	2,60	2,59
			297,4	150,2	175,2	2,50	
			297	149,9	186,6	2,67	
Ortbetonvariante	22.12.2011	18.01.2012	296	150,1	167,6	2,40	2,54
			294	149,9	192,9	2,79	
			297,6	150,1	169,7	2,42	
		19.01.2012	296,2	150	191,5	2,74	2,66
			296	150,1	194,9	2,79	
			297	150,3	170,9	2,44	
	03.01.2012	18.01.2012	299,2	150,2	120,1	1,70	1,69
			294	150,3	110,2	1,59	
			294,3	150,2	124,5	1,79	
		19.01.2012	294	150,1	114,4	1,65	1,69
			294,3	149,9	120,6	1,74	
			296,2	150,2	116,8	1,67	
Bauteilversuche	29.01.2013	14.02.2013	302,5	150	136,7	1,92	2,04
			300,9	149,6	150,8	2,13	
			301	150,1	147,3	2,08	
	01.02.2013	14.02.2013	299,5	149,6	128,5	1,83	1,90
			299,3	149,8	142,9	2,03	
			300,6	150,1	131	1,85	

### D.3 Messergebnisse der Versuchsserie 1 – Kleinkörperversuche

#### D.3.1 Versuch V-F-oH-oB-oS-g

##### Halbfertigteilvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

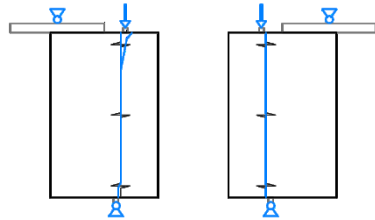
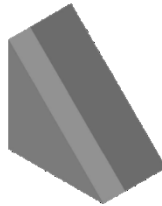


Abb. D.5: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

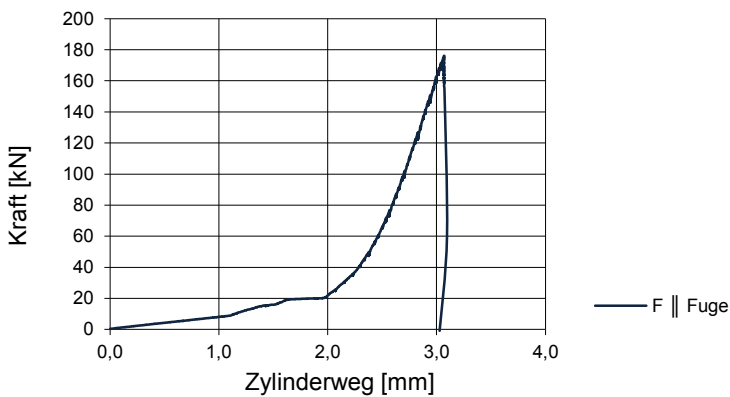


Abb. D.6: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.7: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.2 Versuch V-F-oH-oB-oS-r

#### Halbfertigteilvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

raue Fuge

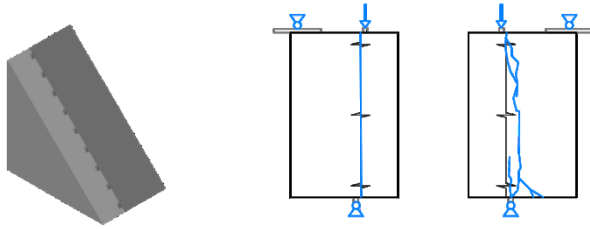


Abb. D.8: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

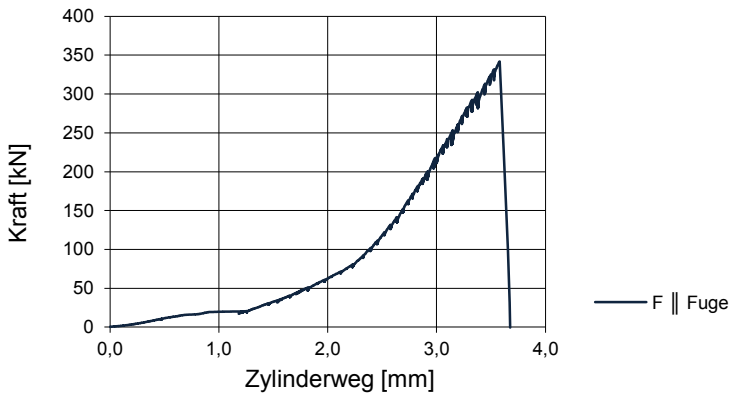


Abb. D.9: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

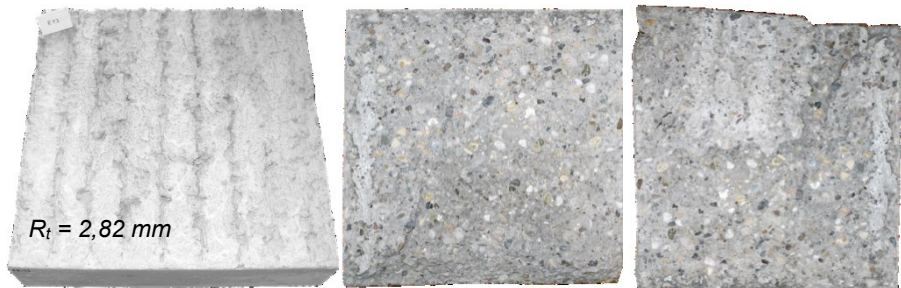


Abb. D.10: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Bei einer Zylinderkraft von etwa 250 kN entwickelte sich ein feiner Biegeriss kurz vor der Rückhalteplatte, der sich nicht weiter fortsetzte.

Das Versagen erfolgte schlagartig im Bereich der Fuge.

D.3.3 Versuch V-F-oH-oB-mS-g

Halbfertigteilvariante

- ohne Hohlkörper
- ohne Bewehrung
- mit Querspannung
- glatte Fuge

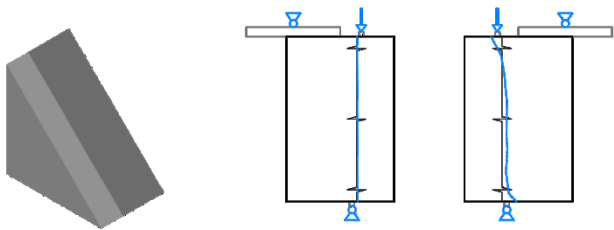


Abb. D.11: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

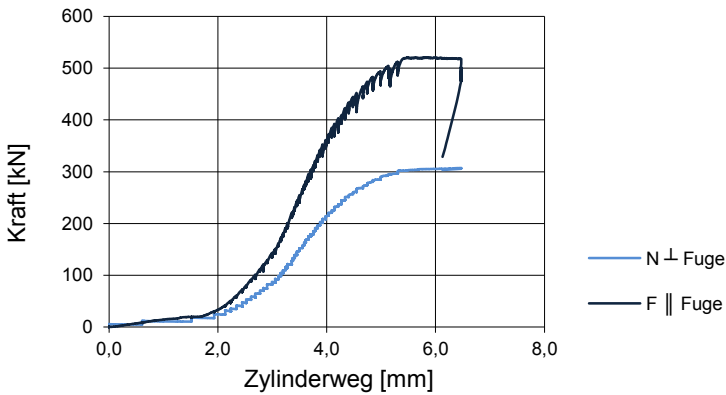


Abb. D.12: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.13: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)



### D.3.4 Versuch V-F-oH-oB-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

mit Querspannung

raue Fuge

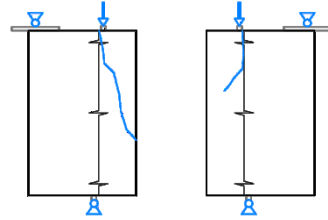
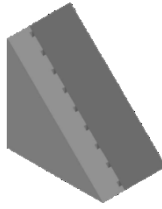


Abb. D.14: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

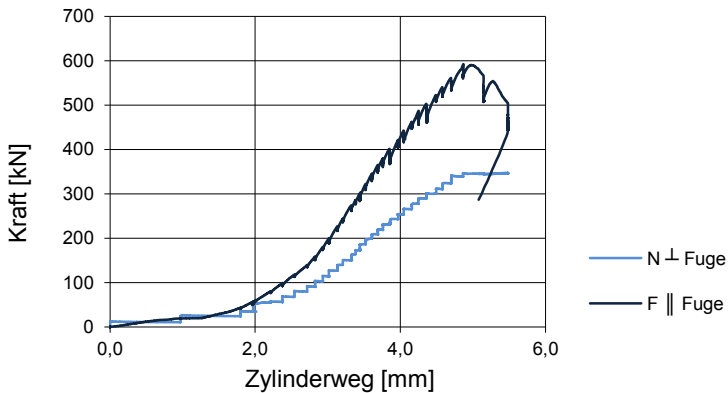


Abb. D.15: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

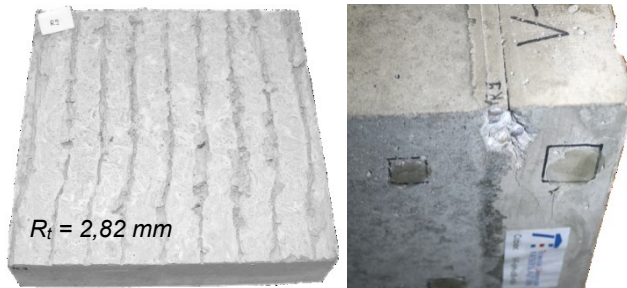


Abb. D.16: Verbundfläche vor dem Betonieren (links) und Versuchskörper nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Bei diesem Versuch scherte die Kante vor der Lasteinleitung ab und die Verbundfuge versagte nicht.

### D.3.5 Versuch V-F-10-oB-oS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

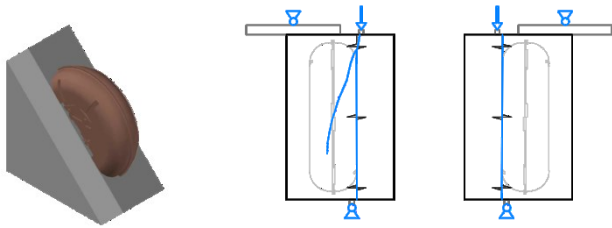


Abb. D.17: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

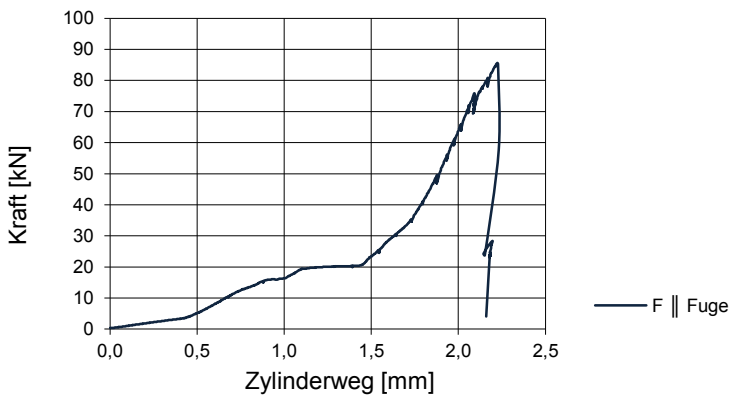


Abb. D.18: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.19: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.6 Versuch V-F-10-oB-oS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

raue Fuge

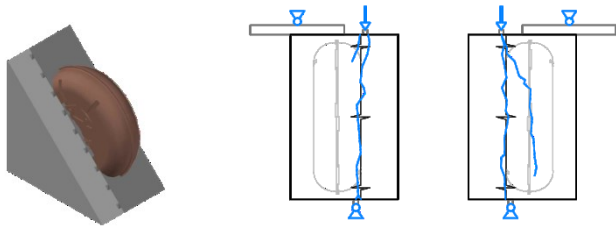


Abb. D.20: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

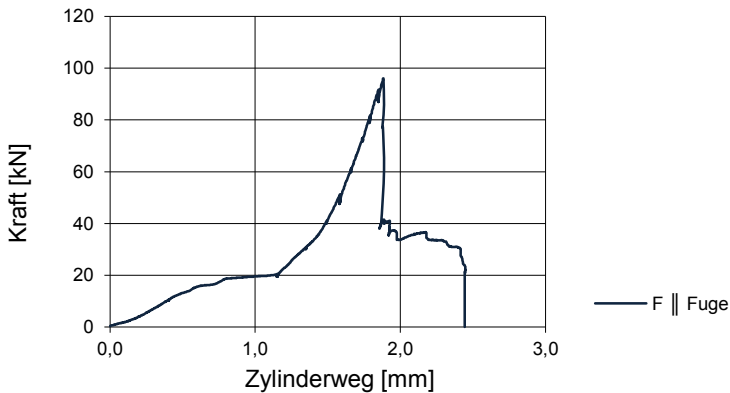


Abb. D.21: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

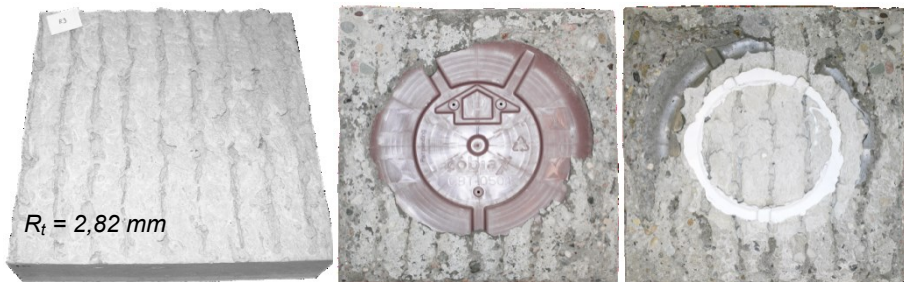


Abb. D.22: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Vor dem Versagen konnten Risse im Bereich der Fugenebene festgestellt werden. Einer der Risse verlief im Bereich des Äquators der Hohlkörper.

### D.3.7 Versuch V-F-10-oB-mS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

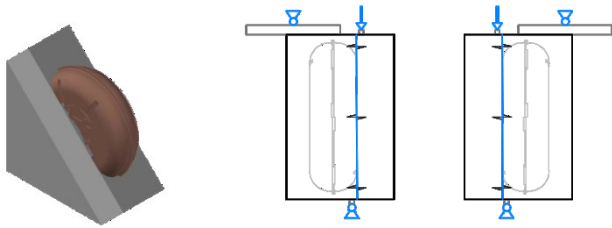


Abb. D.23: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

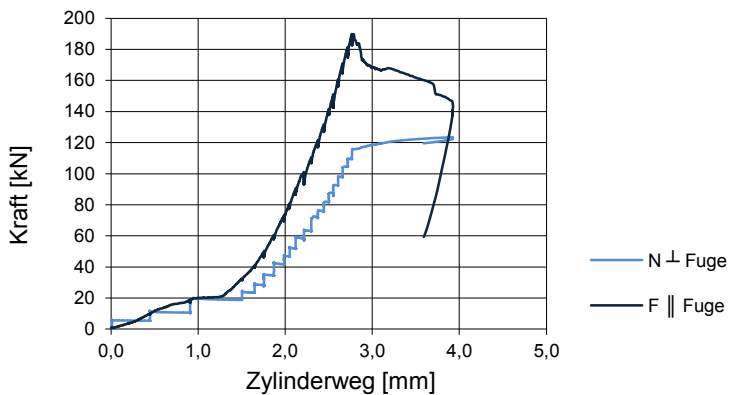


Abb. D.24: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.25: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.8 Versuch V-F-10-oB-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

mit Querspannung

raue Fuge

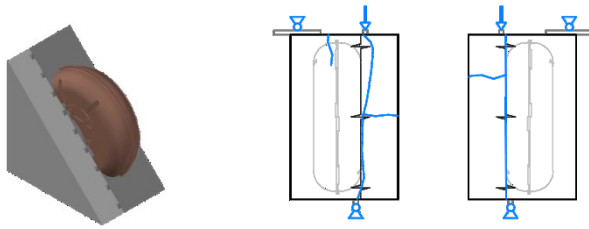


Abb. D.26: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

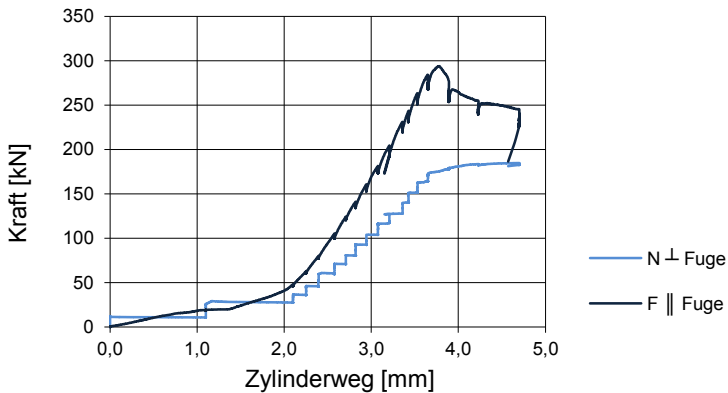


Abb. D.27: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

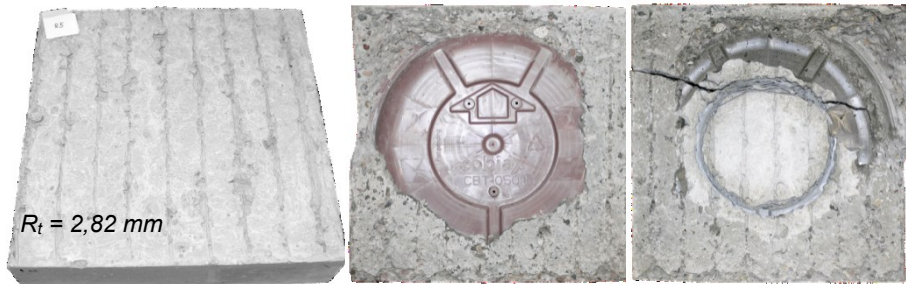


Abb. D.28: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Vor dem Versagen konnten Risse im Bereich der Rückhalteplatte festgestellt werden. Zudem bildete sich ein horizontaler Riss durch die Fertigteilplatte.

### D.3.9 Versuch V-F-10-BU-oS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

ohne Querspannung

glatte Fuge

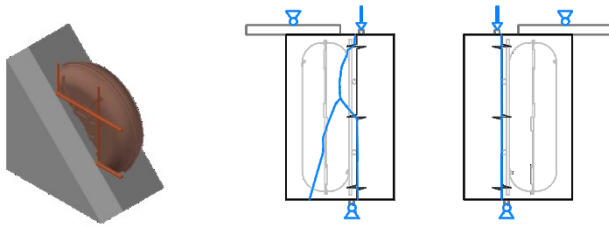


Abb. D.29: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

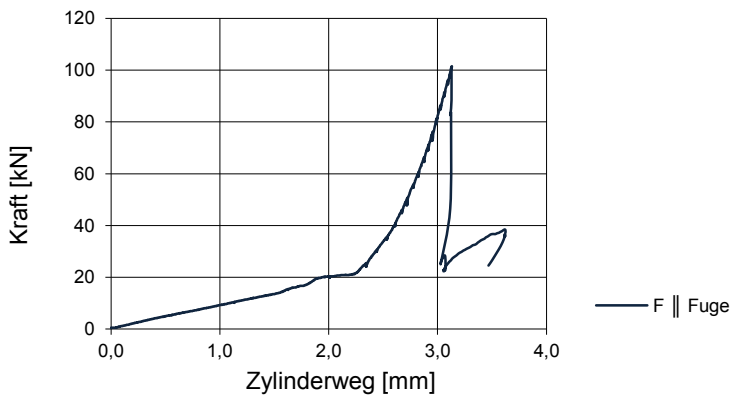


Abb. D.30: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.31: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte schlagartig, dabei verlief ein Teil des Versagensrisses außerhalb der Verbundfuge.

### D.3.10 Versuch V-F-10-BU-oS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Unterlage-Bewehrung

ohne Querspannung

raue Fuge

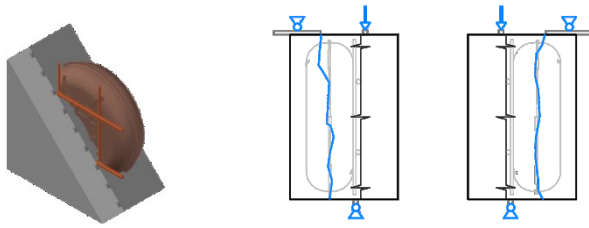


Abb. D.32: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

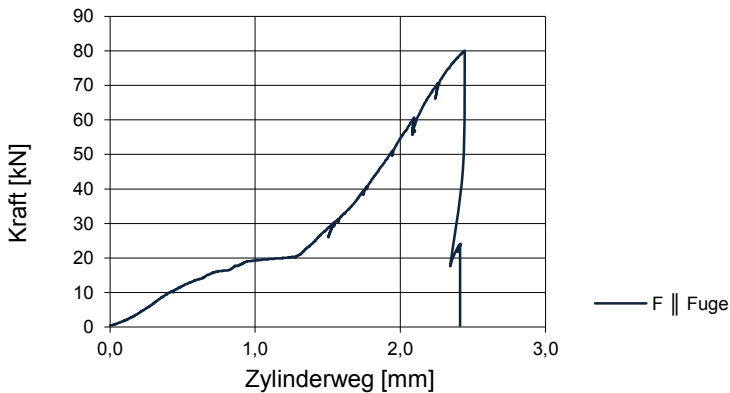


Abb. D.33: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

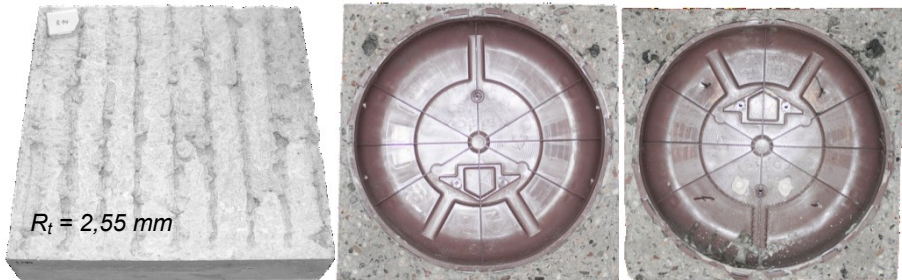


Abb. D.34: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte auf Höhe der Hohlkörpermittelebene. Der erste Riss entstand vor der Rückhalteplatte und führte zu einem schlagartigen Versagen.

Innerhalb der Rissfläche konnten Eintauchlöcher der Rüttelflasche festgestellt werden.



### D.3.11 Versuch V-F-10-BU-mS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

glatte Fuge

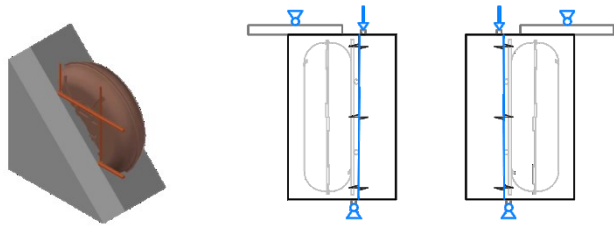


Abb. D.35: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

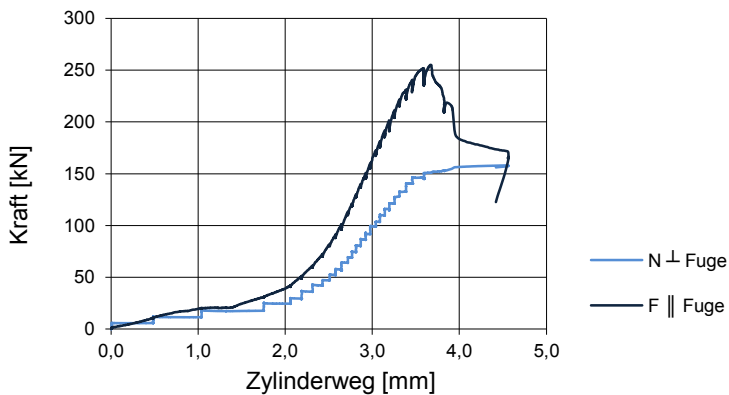


Abb. D.36: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.37: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)



### D.3.12 Versuch V-F-10-BU-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

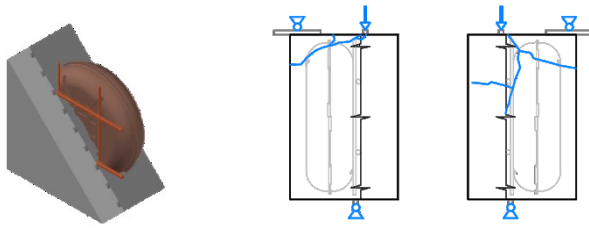


Abb. D.38: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

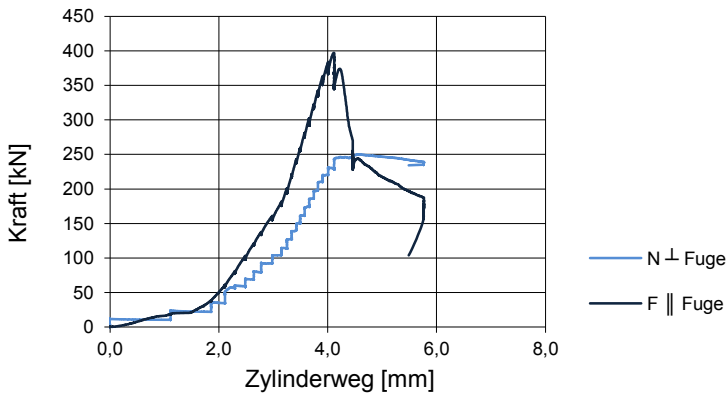


Abb. D.39: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

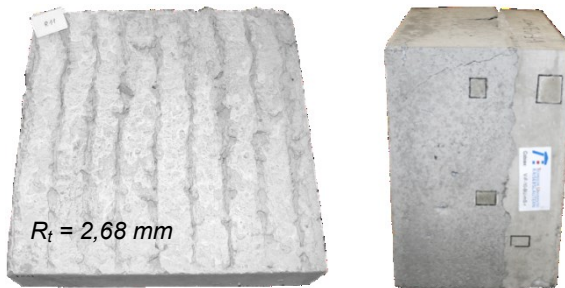


Abb. D.40: Verbundfläche vor dem Betonieren (links) und Versuchskörper nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte nicht im Bereich der Verbundfuge, sondern durch einen Schrägriss im Bereich der Ortbetonschicht.

### D.3.13 Versuch V-F-10-B3-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

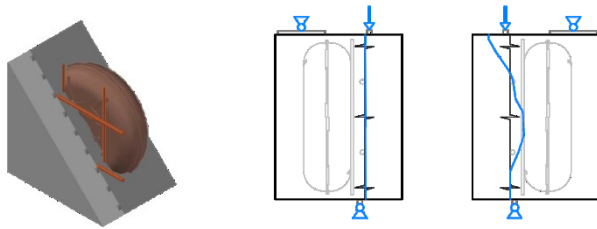


Abb. D.41: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

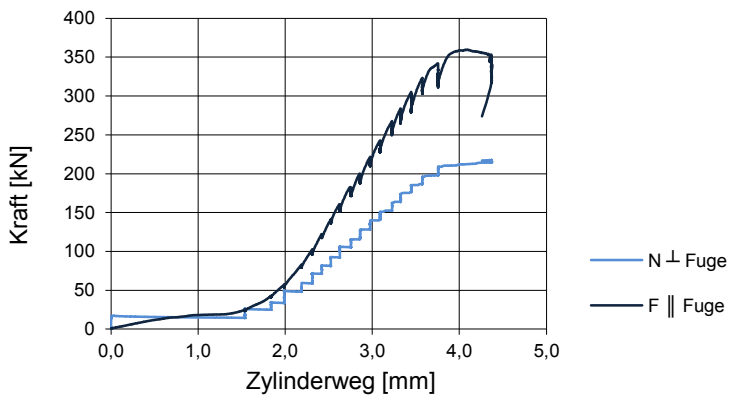


Abb. D.42: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.43: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.14 Versuch V-F-10-B4-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

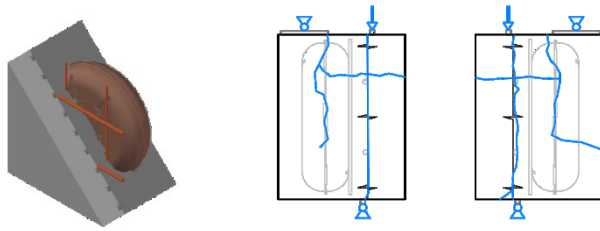


Abb. D.44: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

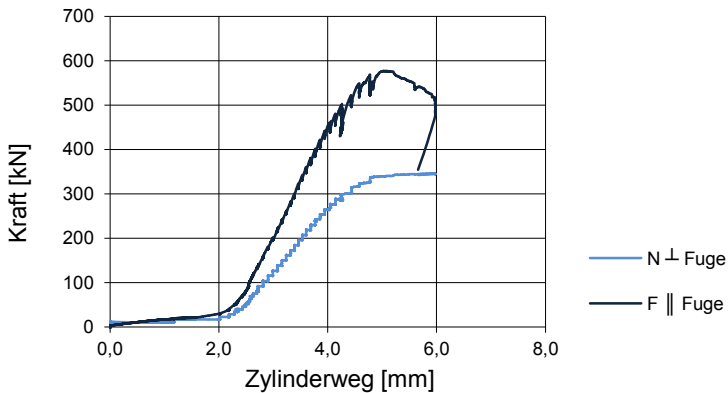


Abb. D.45: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.46: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte in der Verbundfuge. Zudem traten weitere vertikale Risse im Bereich des Äquators des Hohlkörpers und ein Horizontalriss auf.

### D.3.15 Versuch V-F-10-B5-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-100

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

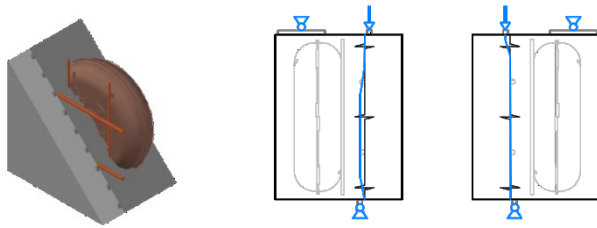


Abb. D.47: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

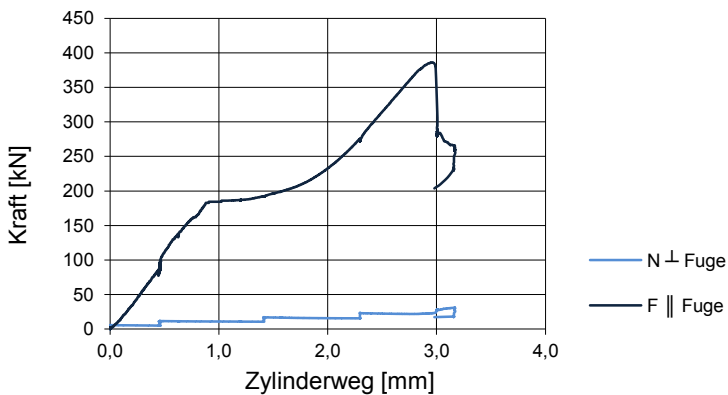


Abb. D.48: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.49: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### Bemerkung:

Bei diesem ersten Versuch wurde festgestellt, dass eine falsche Skalierung der Zylinderkraftmessdose eingestellt wurde (Faktor 1 / 10). Hierdurch wurde die senkrecht zur Verbundfuge aufgebrachte Normalkraft zu klein gewählt. In dem Diagramm sind die tatsächlich aufgetretenen Kräfte dargestellt.

### D.3.16 Versuch V-F-22-oB-oS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

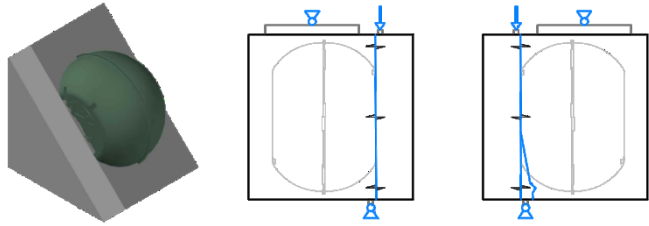


Abb. D.50: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

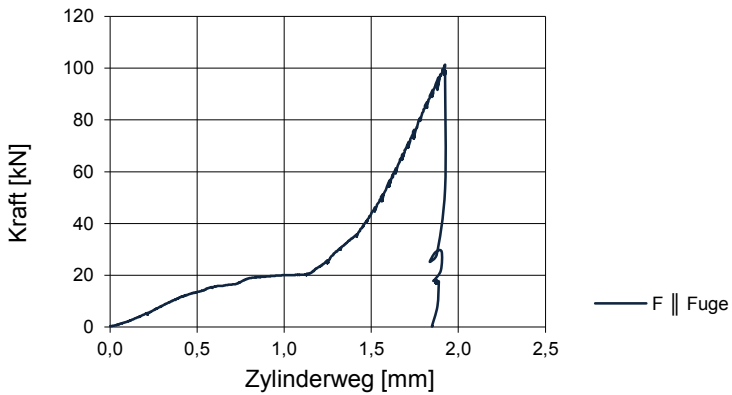


Abb. D.51: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.52: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

**D.3.17 Versuch V-F-22-oB-oS-r**

Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

raue Fuge

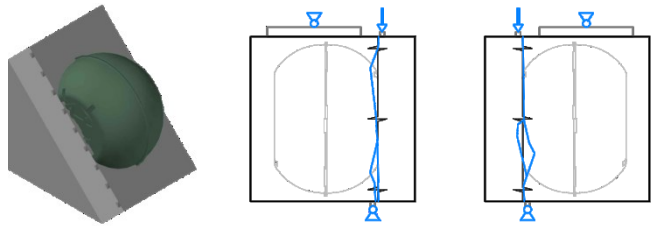


Abb. D.53: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

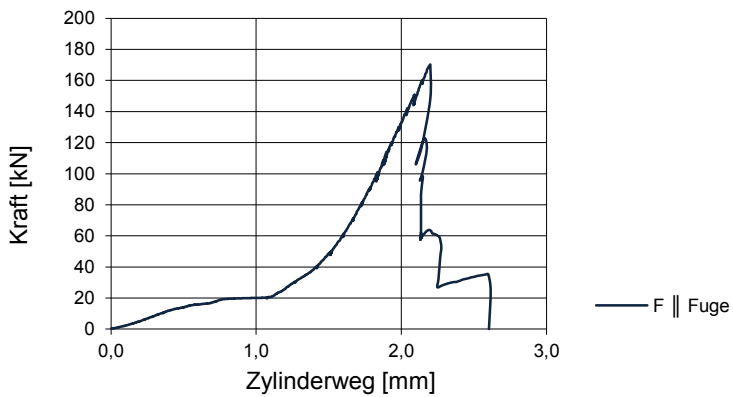


Abb. D.54: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

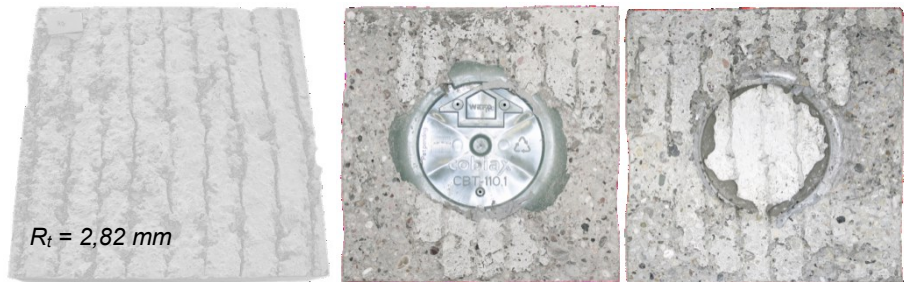


Abb. D.55: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.18 Versuch V-F-22-oB-mS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

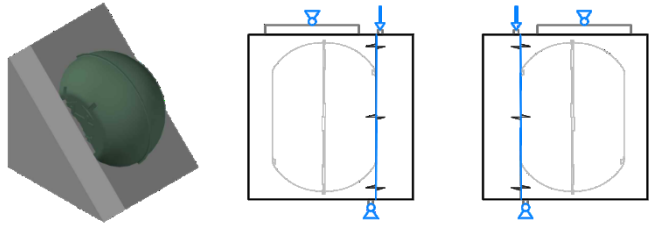


Abb. D.56: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

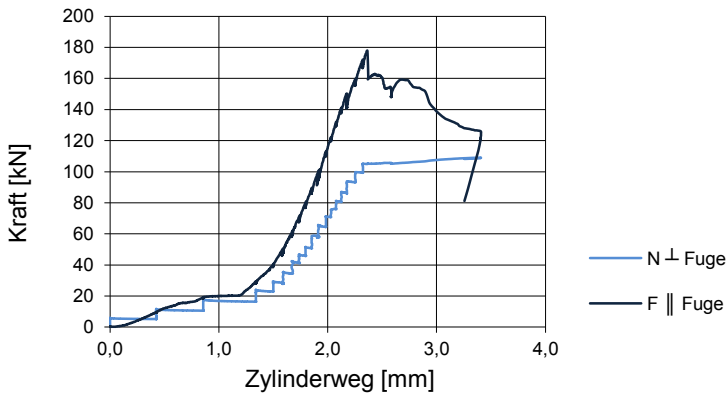


Abb. D.57: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.58: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)



### D.3.19 Versuch V-F-22-oB-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

mit Querspannung

raue Fuge

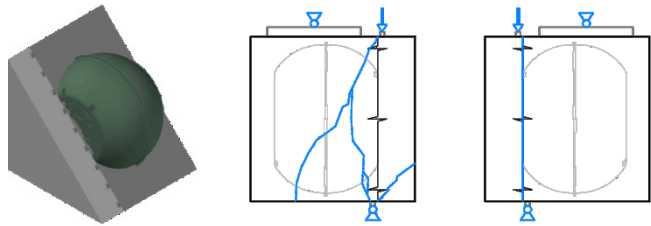


Abb. D.59: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

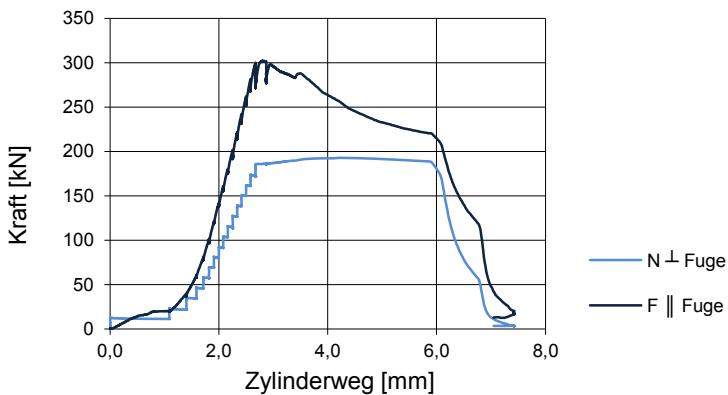


Abb. D.60: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.61: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte nicht vollständig im Bereich der Verbundfuge.



### D.3.20 Versuch V-F-22-BU-oS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

Bewehrungsunterlage

ohne Querspannung

glatte Fuge

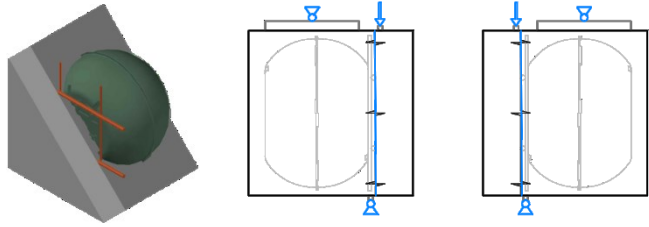


Abb. D.62: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

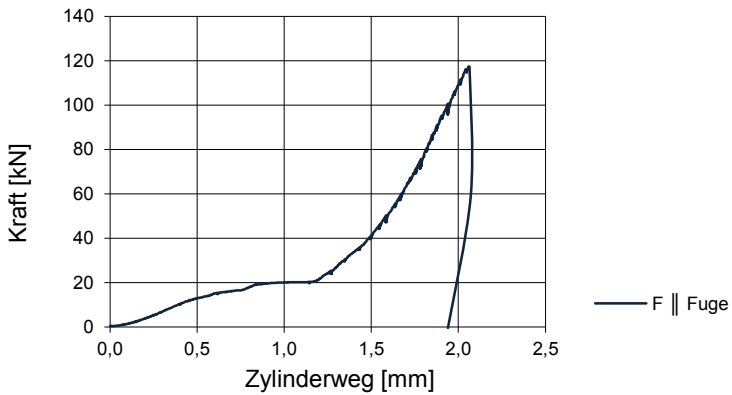


Abb. D.63: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.64: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.21 Versuch V-F-22-BU-oS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

Bewehrungsunterlage

ohne Querspannung

raue Fuge

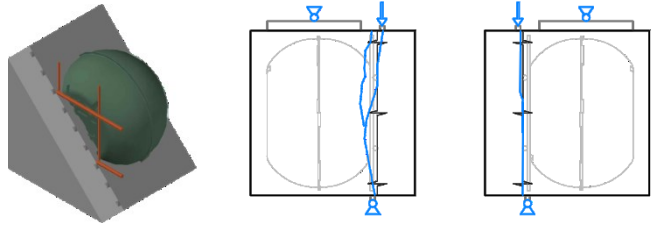


Abb. D.65: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

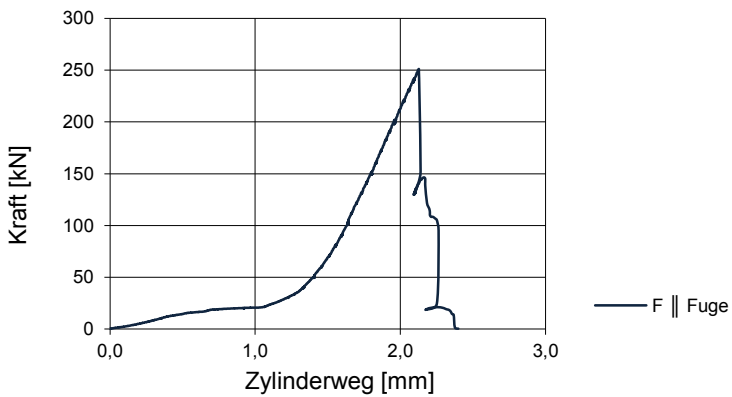


Abb. D.66: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.67: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.22 Versuch V-F-22-BU-mS-g

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

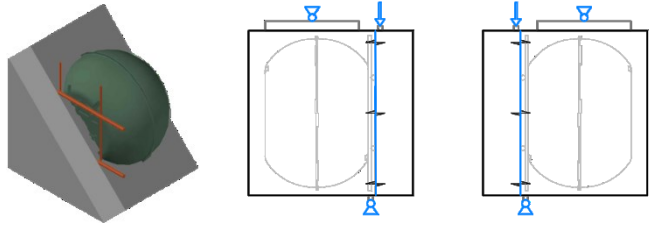


Abb. D.68: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

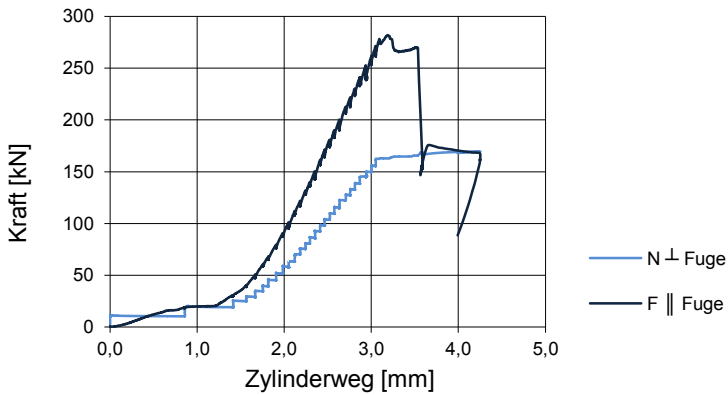


Abb. D.69: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.70: Verbundfläche: Vor dem Betonieren (links) und nach dem Versuch (rechts)

### D.3.23 Versuch V-F-22-BU-mS-r

#### Halbfertigteilvariante

Hohlkörper S-220

Bewehrungsunterlage

mit Querspannung

raue Fuge

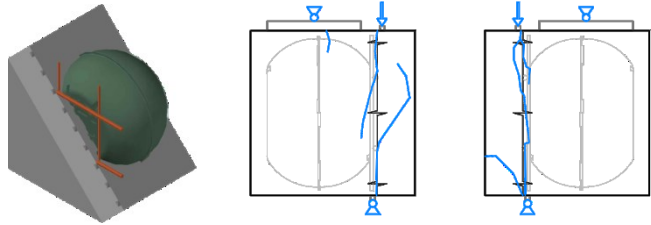


Abb. D.71: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

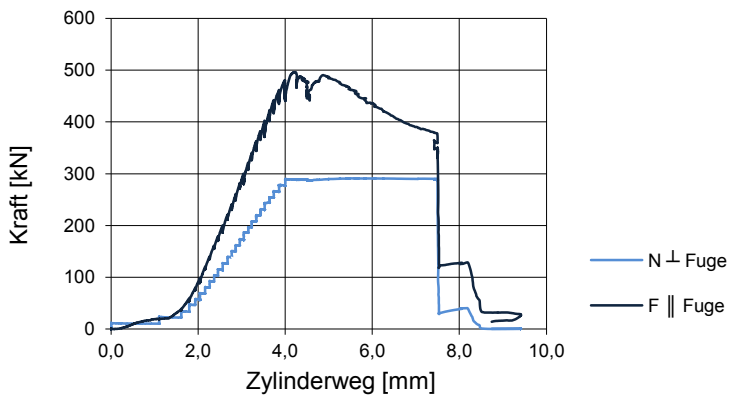


Abb. D.72: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.73: Verbundfläche: nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich der Verbundfuge. Es traten weitere Risse auf.

### D.3.24 Versuch V-O-oH-oB-oS-g

#### Ortbetonvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

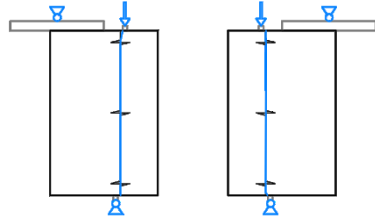
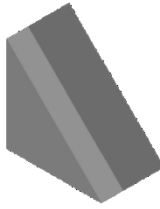


Abb. D.74: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

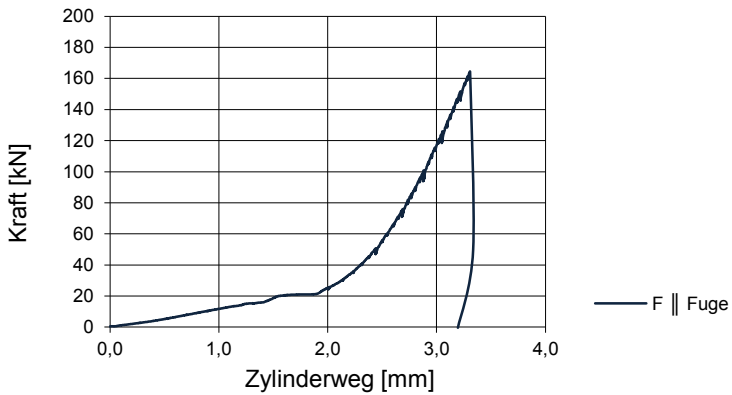


Abb. D.75: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

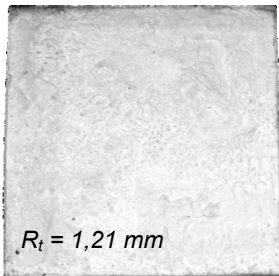


Abb. D.76: Verbundfläche nach dem Versuch

### D.3.25 Versuch V-O-oH-oB-oS-s

#### Ortbetonvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge mit Splitt

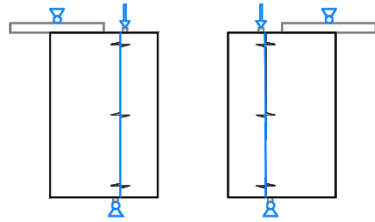
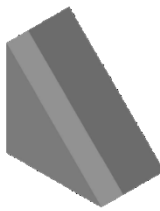


Abb. D.77: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

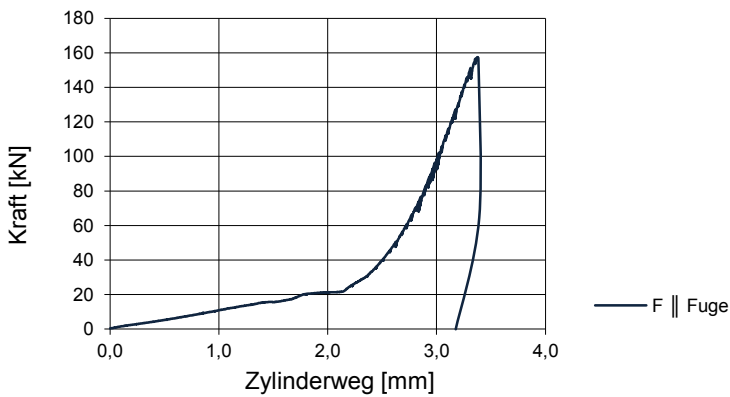


Abb. D.78: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg

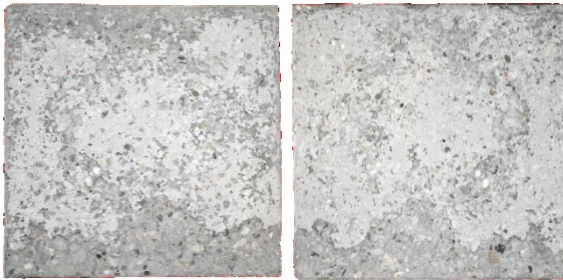


Abb. D.79: Verbundfläche nach dem Versuch

### D.3.26 Versuch V-O-oH-oB-mS-g

#### Ortbetonvariante

ohne Hohlkörper

ohne Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

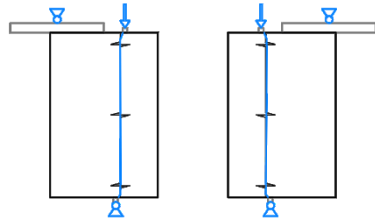
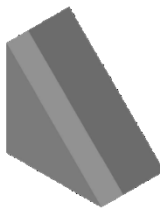


Abb. D.80: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

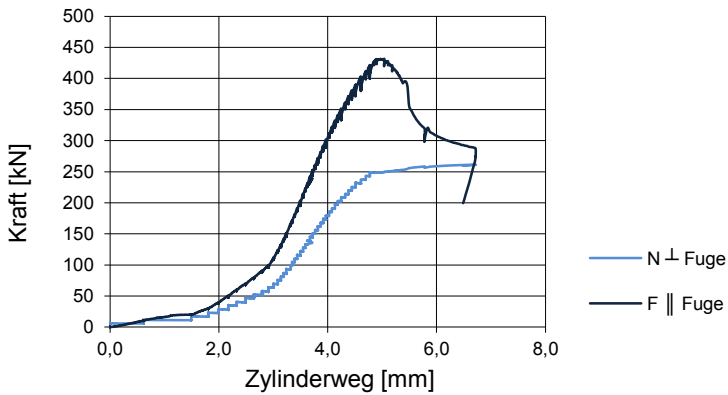


Abb. D.81: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.82: Verbundfläche nach dem Versuch

### D.3.27 Versuch V-O-oH-BK-oS-g

#### Ortbetonvariante

ohne Hohlkörper

Haltekorb-Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

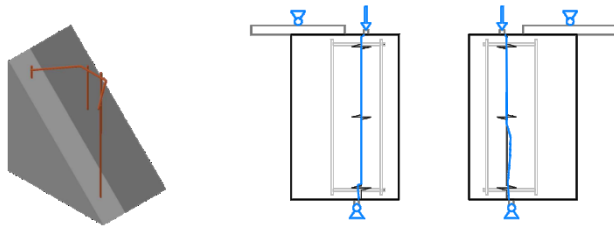


Abb. D.83: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

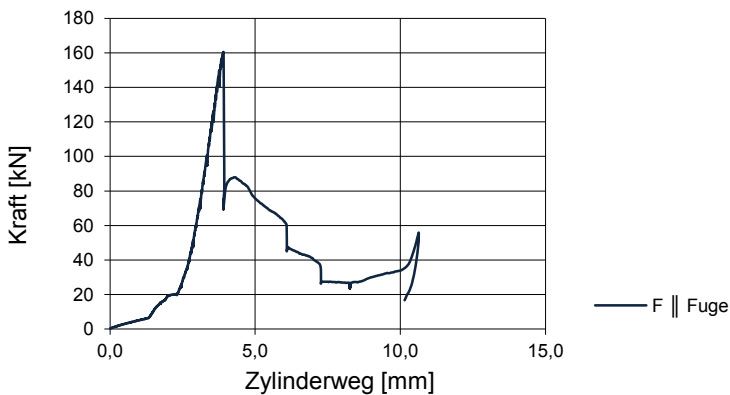


Abb. D.84: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.85: Versuchskörper nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Nach dem Versagen der Verbundfuge erfolgte ein starker Lastabfall. Die Last konnte nicht wieder bis zur Versagenslast gesteigert werden.

Der erneute Lastanstieg bei einem Zylinderweg von 10 mm ist auf die Grenzen der Versuchsanordnung zurückzuführen.



### D.3.28 Versuch V-O-oH-BK-mS-g

#### Ortbetonvariante

ohne Hohlkörper

Haltekorb-Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

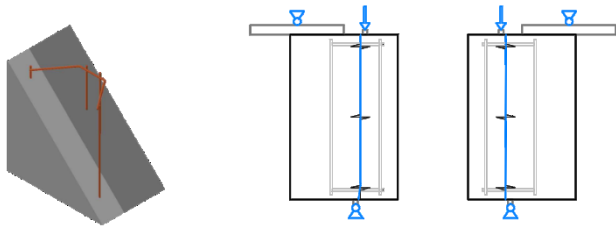


Abb. D.86: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

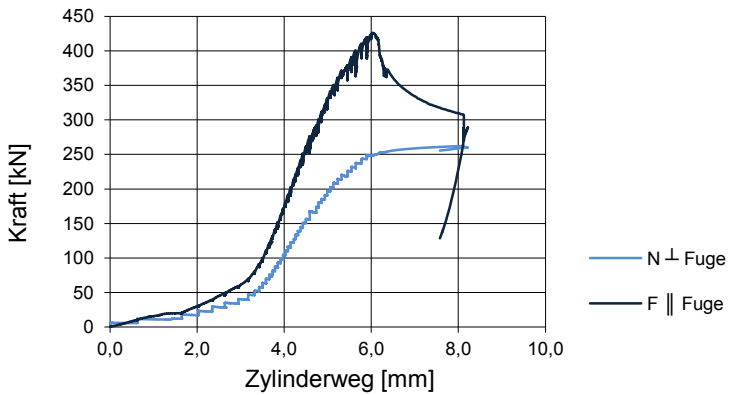


Abb. D.87: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.88: Versuchskörper nach dem Versuch

**D.3.29 Versuch V-O-10-oB-oS-g**

Ortbetonvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

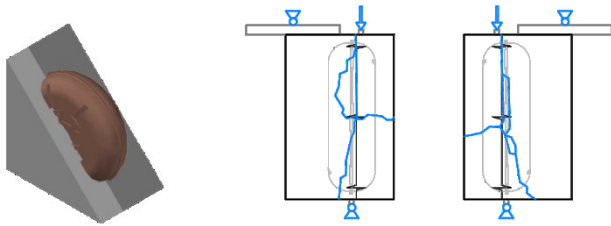


Abb. D.89: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

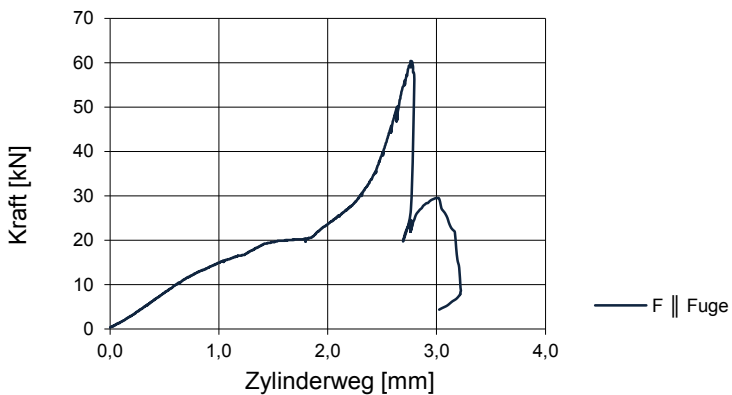


Abb. D.90: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.91: Verbundfläche nach dem Versuch

**Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich des Äquators des Hohlkörpers.

### D.3.30 Versuch V-O-10-oB-oS-s

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge mit Splitt

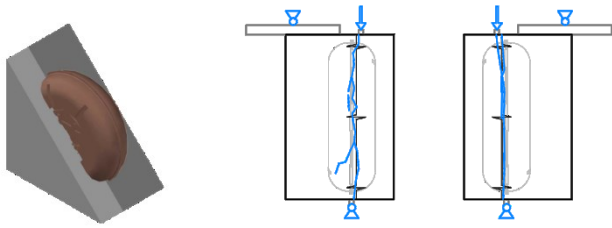


Abb. D.92: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

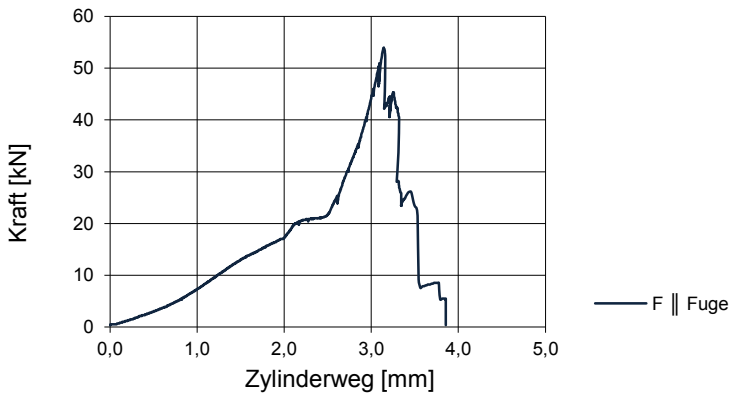


Abb. D.93: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.94: Verbundfläche nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich des Äquators des Hohlkörpers.

### D.3.31 Versuch V-O-10-oB-mS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-100

ohne Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

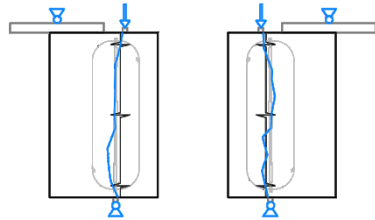


Abb. D.95: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

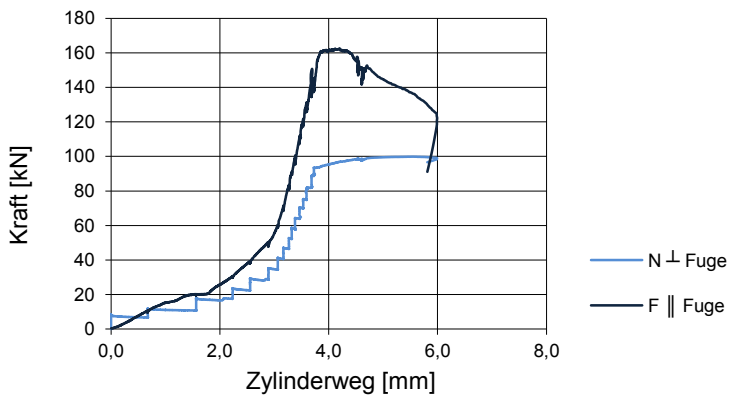


Abb. D.96: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.97: Verbundfläche nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich des Äquators des Hohlkörpers.

### D.3.32 Versuch V-O-10-BK-oS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-100

Haltekorb-Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

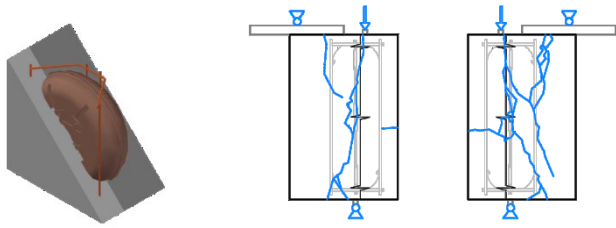


Abb. D.98: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

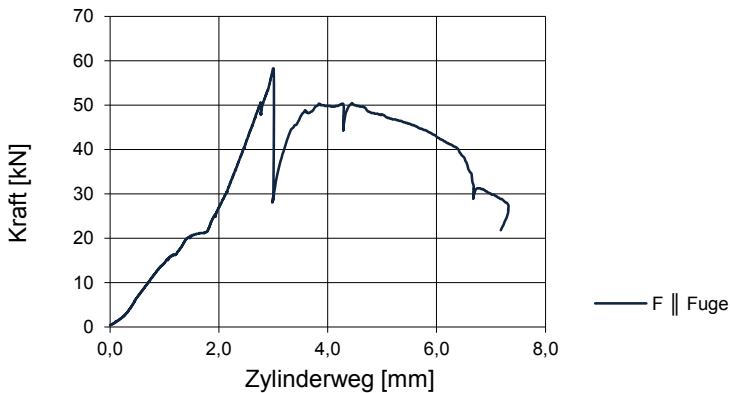


Abb. D.99: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.100: Versuchskörper nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich des Äquators des Hohlkörpers. Es trat eine starke Rissbildung außerhalb des Verbundfugenbereichs auf.

**D.3.33 Versuch V-O-10-BK-mS-g**

Ortbetonvariante

Hohlkörper S-100

Haltekorb-Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

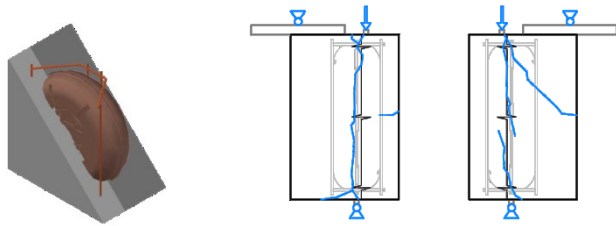


Abb. D.101: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

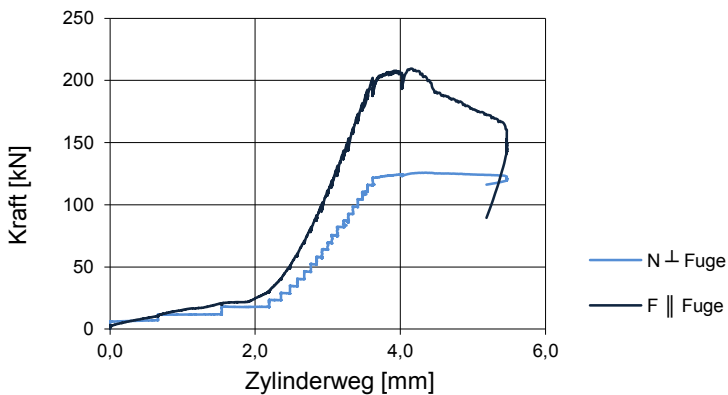


Abb. D.102: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.103: Versuchskörper nach dem Versuch

**Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte im Bereich des Äquators des Hohlkörpers.

### D.3.34 Versuch V-O-22-oB-oS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

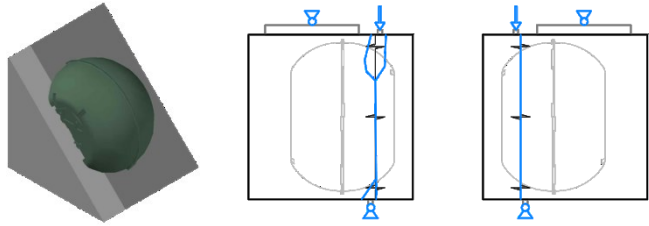


Abb. D.104: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

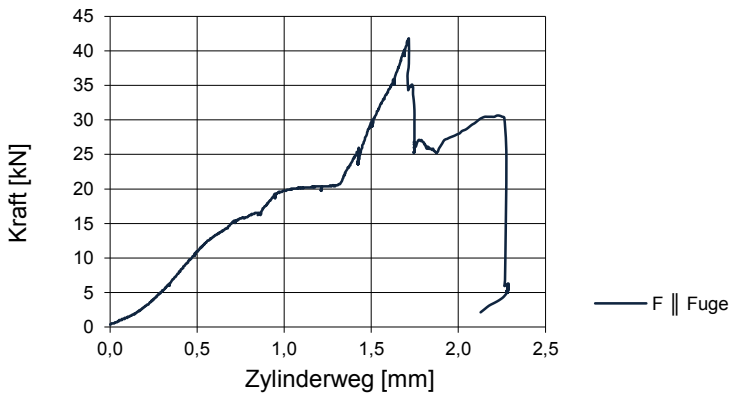


Abb. D.105: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.106: Verbundfläche nach dem Versuch

**D.3.35 Versuch V-O-22-oB-oS-s**

Ortbetonvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge mit Splitt

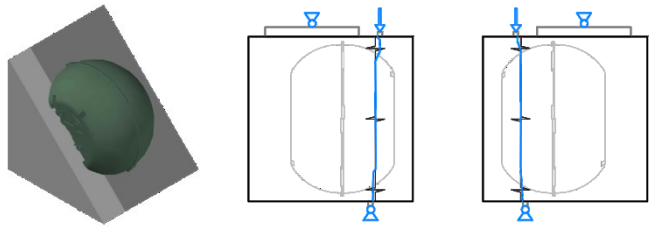


Abb. D.107: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

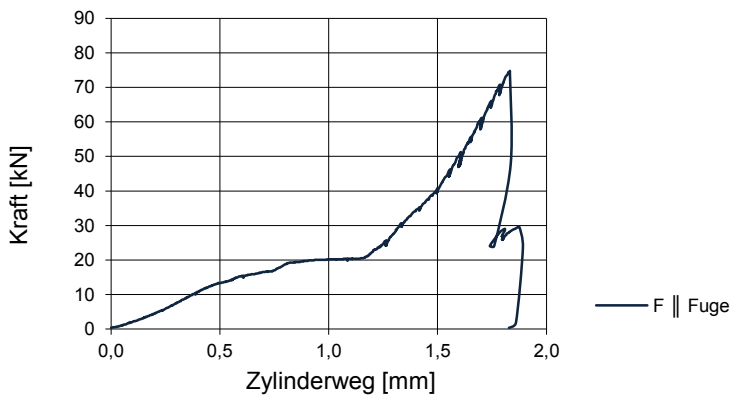


Abb. D.108: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.109: Verbundfläche nach dem Versuch



### D.3.36 Versuch V-O-22-oB-mS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-220

ohne Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

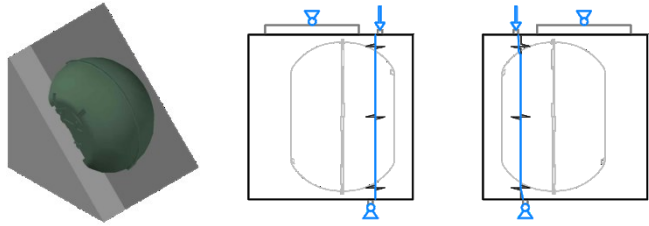


Abb. D.110: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

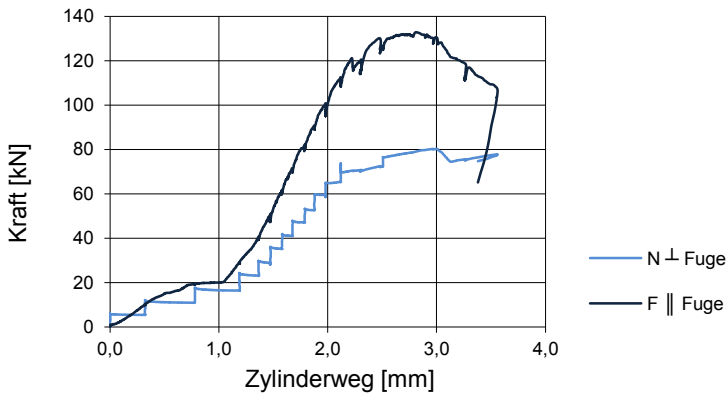


Abb. D.111: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.112: Verbundfläche nach dem Versuch

### D.3.37 Versuch V-O-22-BK-oS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-220

Haltekorb-Bewehrung

ohne Querspannung

glatte Fuge

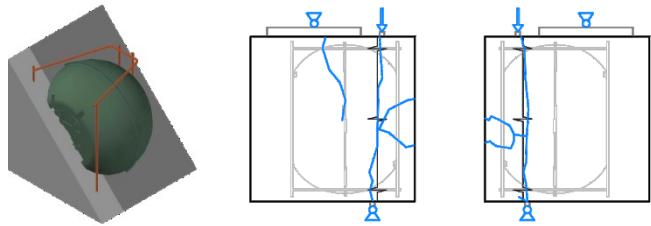


Abb. D.113: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

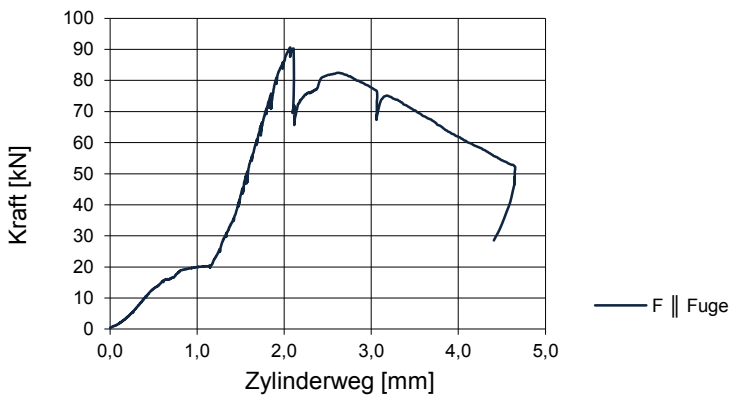


Abb. D.114: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.115: Versuchskörper nach dem Versuch

#### **Bemerkung:**

Der Versuchskörper versagte durch ein Lösen des Haftverbundes. Die Last konnte nicht mehr bis zur Versagenslast gesteigert werden.

### D.3.38 Versuch V-O-22-BK-mS-g

#### Ortbetonvariante

Hohlkörper S-220

Haltekorb-Bewehrung

mit Querspannung

glatte Fuge

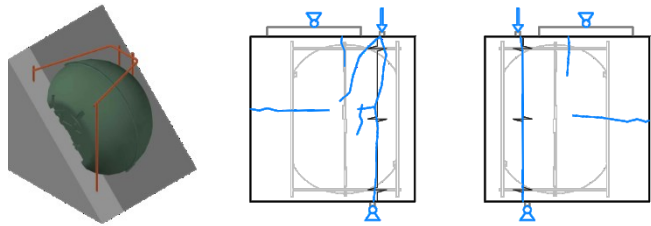


Abb. D.116: Randdaten zu dem Versuchskörper (links) und Rissbild (rechts)

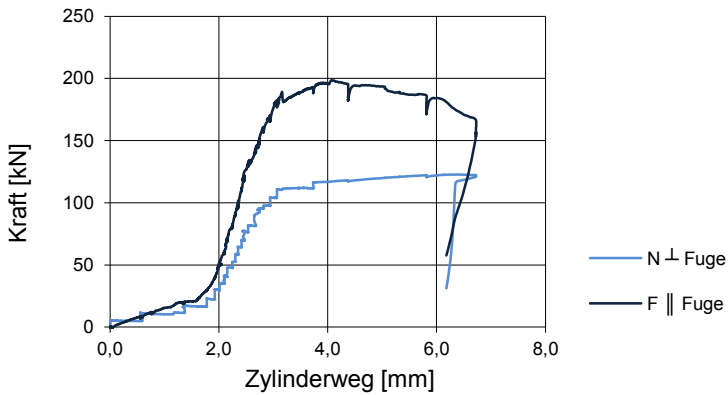


Abb. D.117: Kraft aufgetragen über dem Zylinderweg



Abb. D.118: Versuchskörper nach dem Versuch

D.4 Messergebnisse der Versuchsserie 1 – Bauteilversuche

D.4.1 Versuch V-O-OH-1

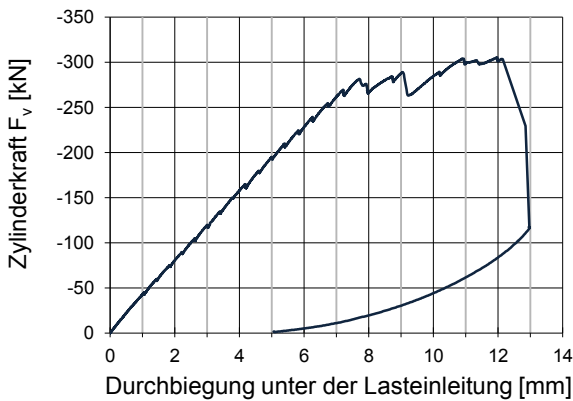


Abb. D.119: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

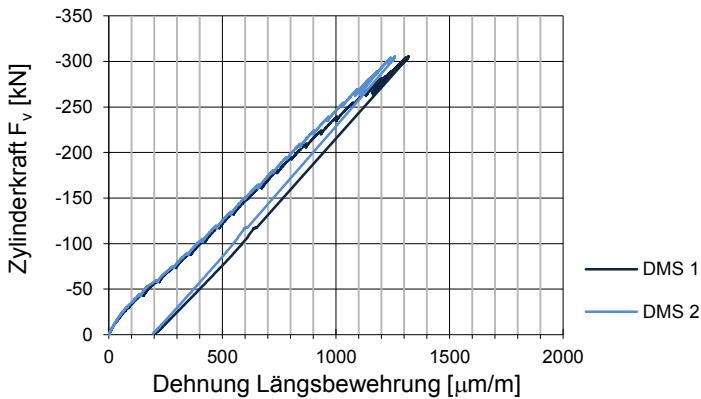


Abb. D.120: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

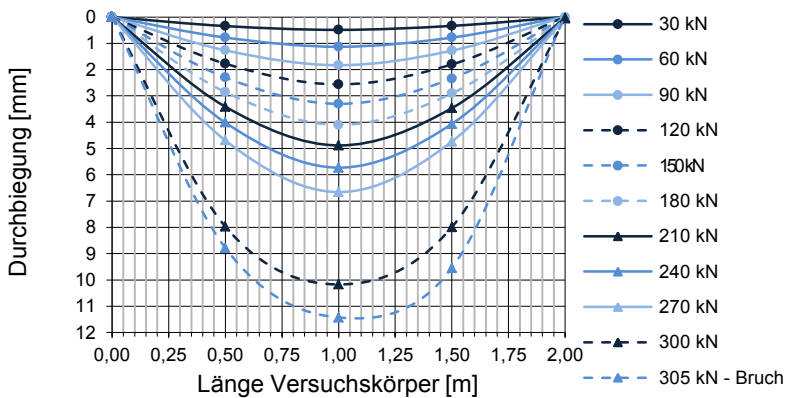


Abb. D.121: Biegelinie

#### D.4.2 Versuch V-O-OH-2

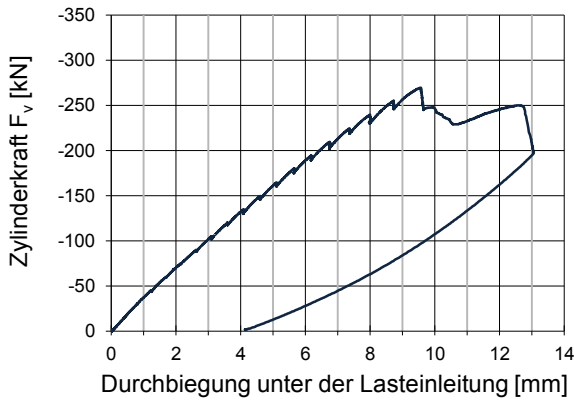


Abb. D.122: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

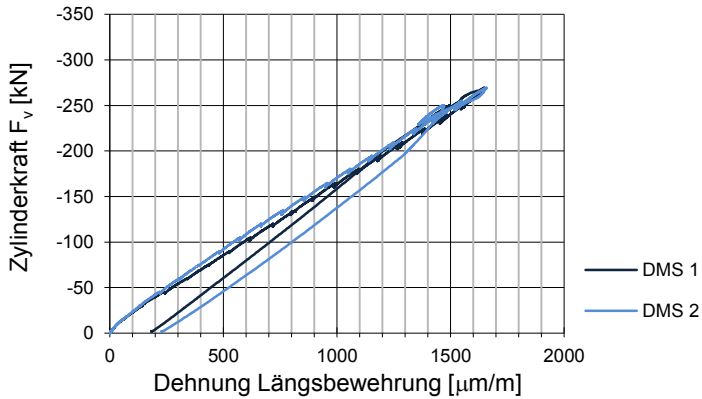


Abb. D.123: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

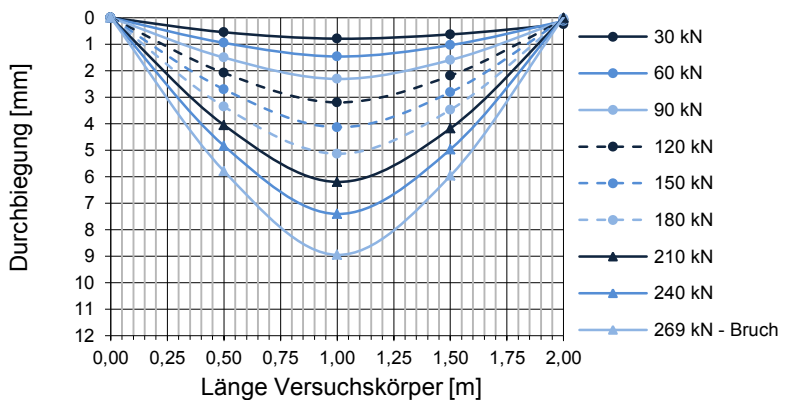


Abb. D.124: Biegelinie

D.4.3 Versuch V-O-OH-3

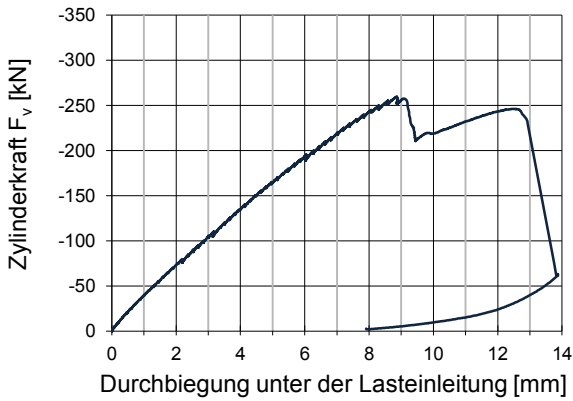


Abb. D.125: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

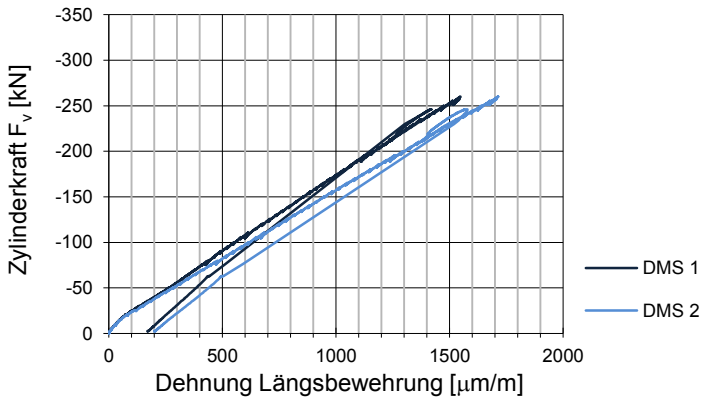


Abb. D.126: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

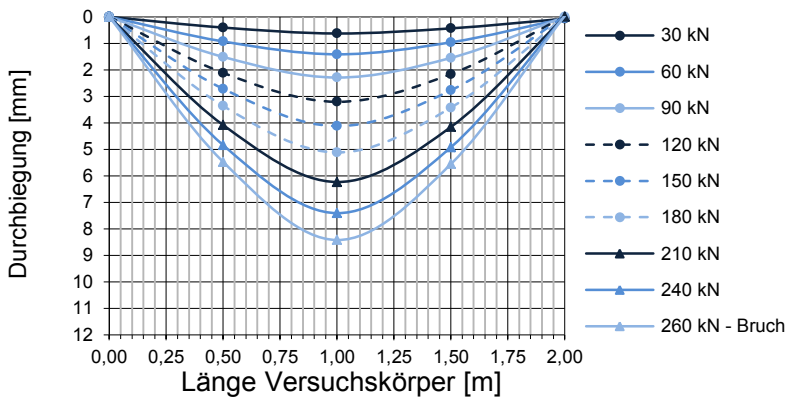


Abb. D.127: Biegelinie

#### D.4.4 Versuch V-O-10-1

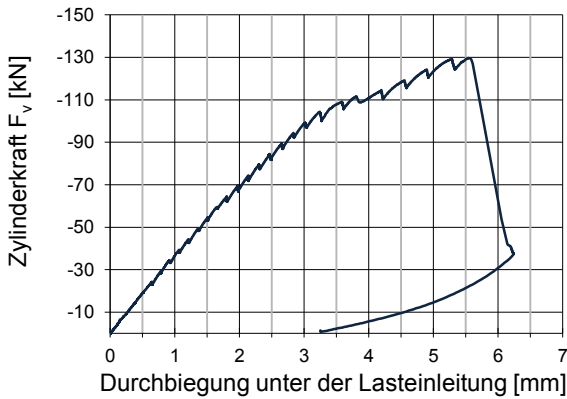


Abb. D.128: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

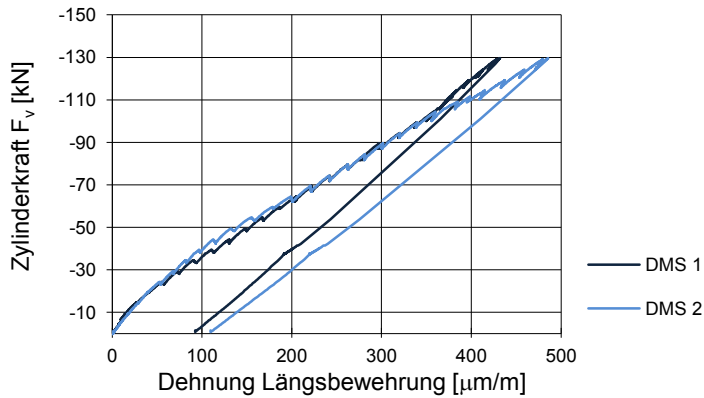


Abb. D.129: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

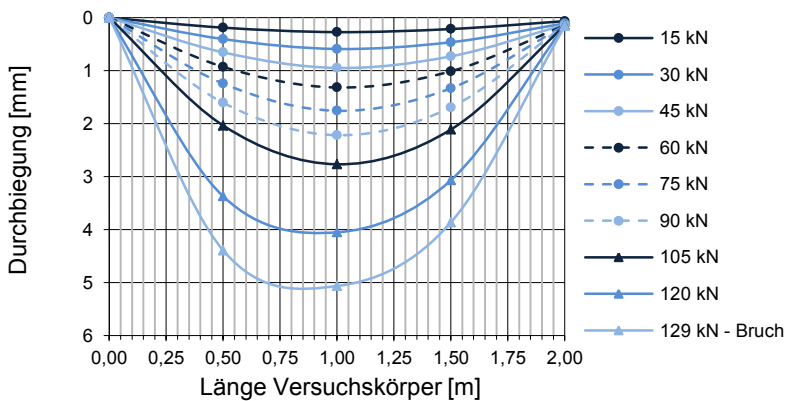


Abb. D.130: Biegelinie

D.4.5 Versuch V-O-10-2

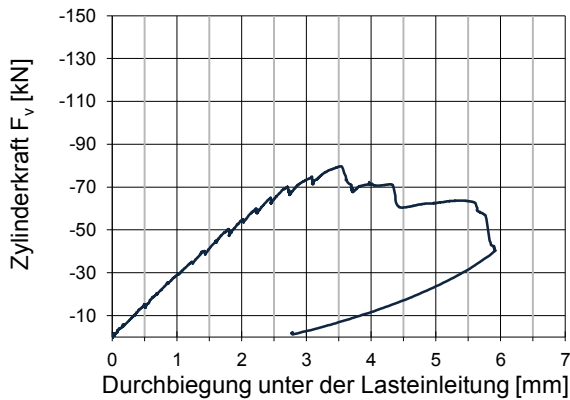


Abb. D.131: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

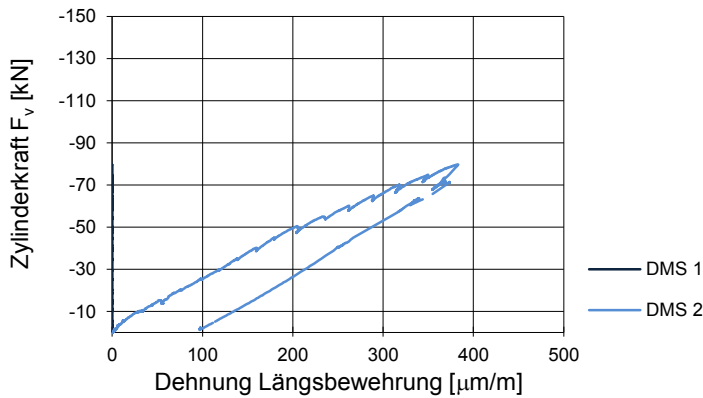


Abb. D.132: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

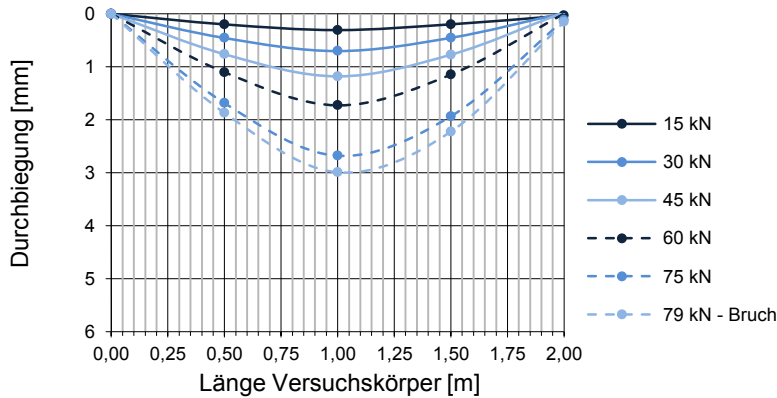


Abb. D.133: Biegelinie



#### D.4.6 Versuch V-O-10-3

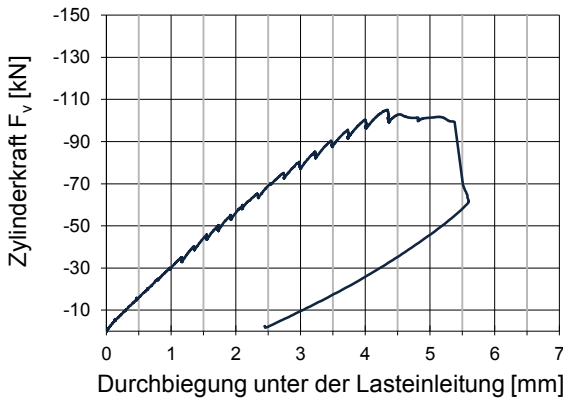


Abb. D.134: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

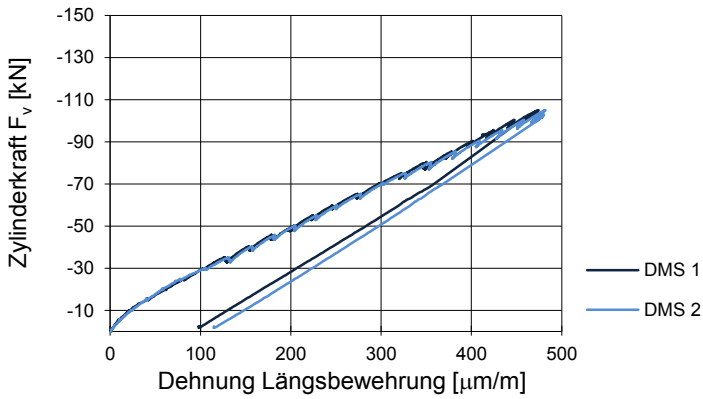


Abb. D.135: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

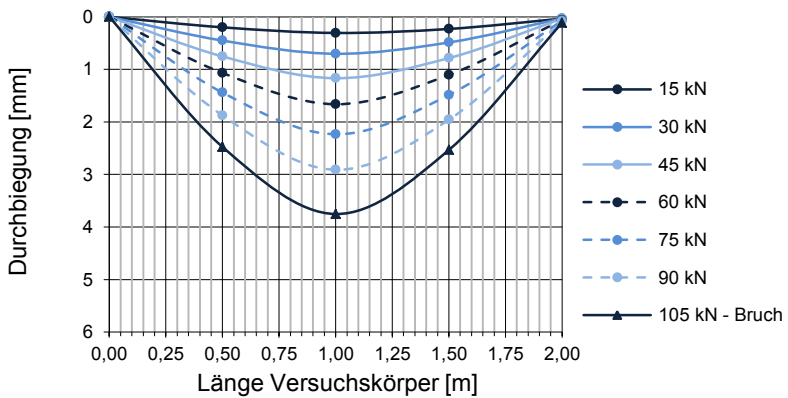


Abb. D.136: Biegelinie

D.4.7 Verschiebung zwischen erster und zweiter Betonschicht

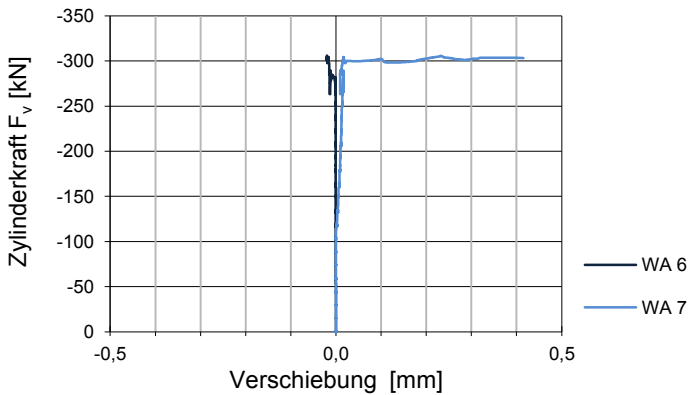


Abb. D.137:Zylinderkraft Verschiebung V-O-OH-1

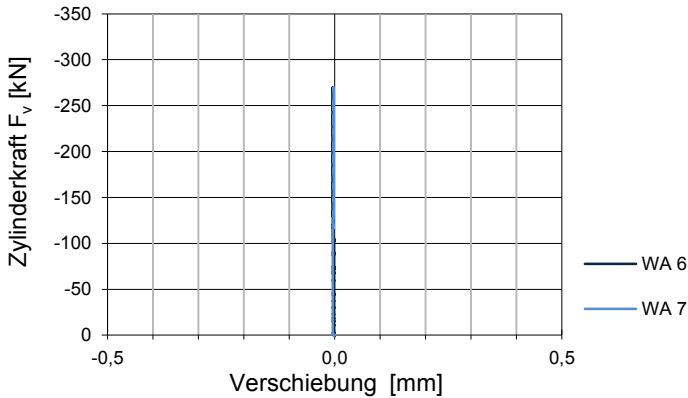


Abb. D.138:Zylinderkraft Verschiebung V-O-OH-2

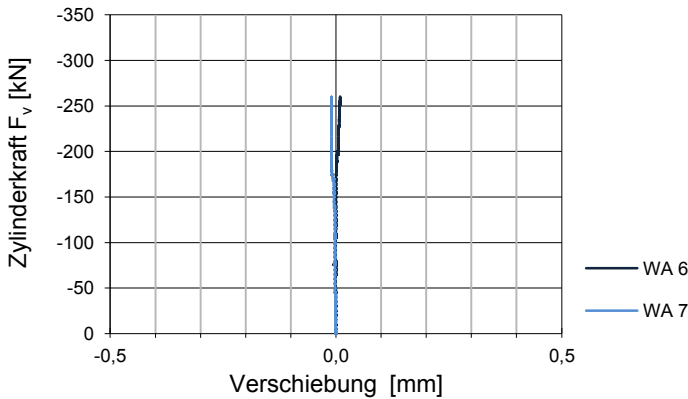


Abb. D.139:Zylinderkraft Verschiebung V-O-OH-3

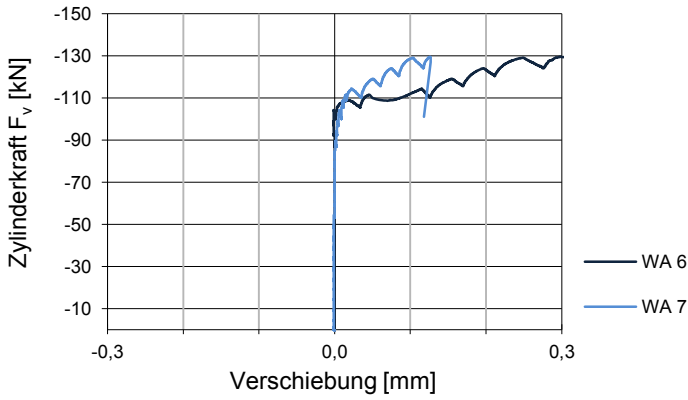


Abb. D.140: Zylinderkraft Verschiebung V-O-10-1

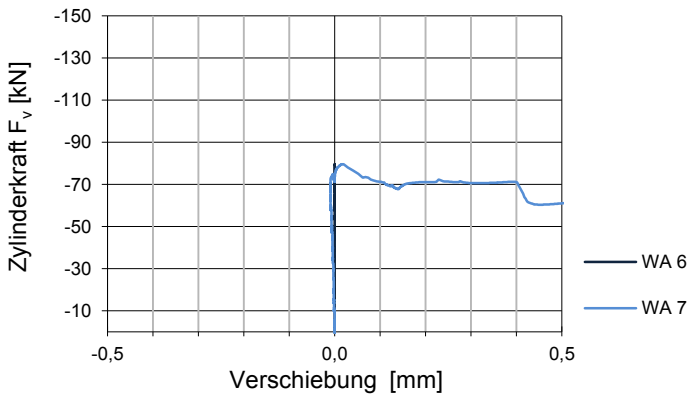


Abb. D.141: Zylinderkraft Verschiebung V-O-10-2

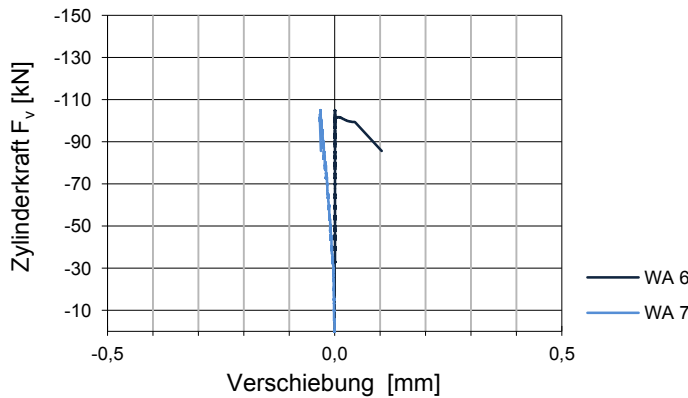


Abb. D.142: Zylinderkraft Verschiebung V-O-10-3



Anhang E      Versuche zur Lokale Durchstanstragfähigkeit

E.1      Zeichnungen der Versuchskörper

E.1.1      Versuchsserie 1: Grundrisse und Schnitte

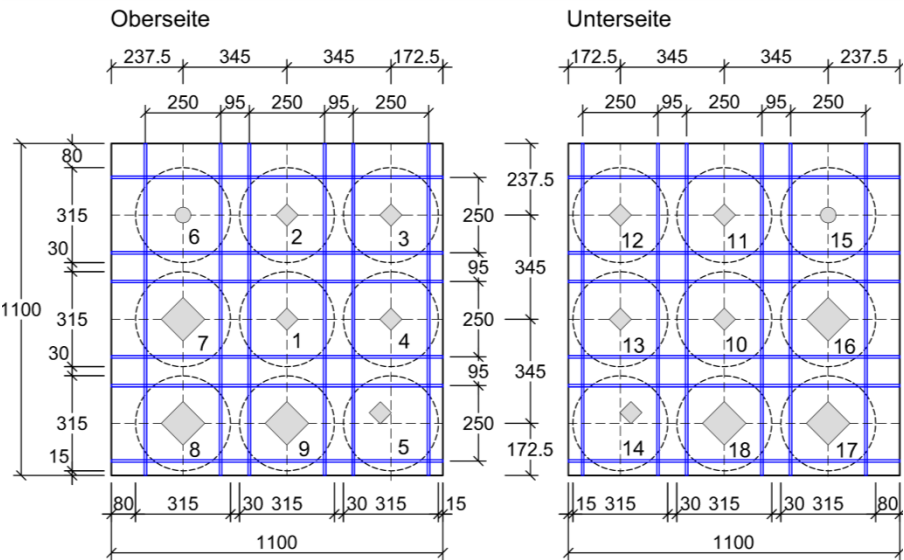


Abb. E.1: Grundriss der Versuche V-OB

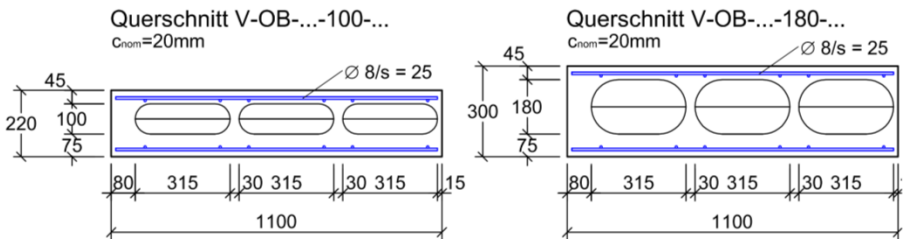


Abb. E.2: Querschnitt der Versuche V-OB-100 und V-OB-180

## E.1.2 Versuchsserie 2: Grundriss und Schnitte

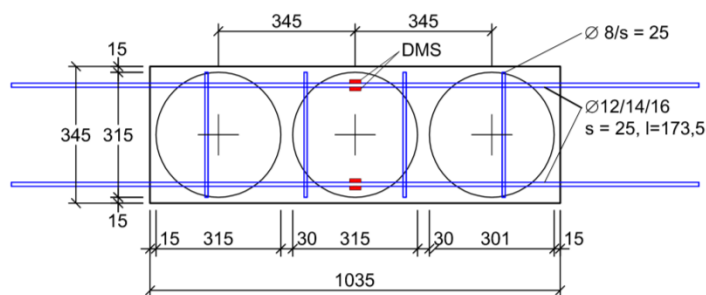


Abb. E.3: Grundriss der Versuche V-MB

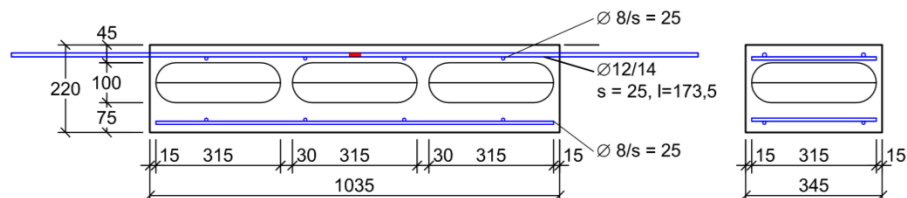


Abb. E.4: Längs- und Querschnitt der Versuche V-MB-100 ( $c_{vf} = 45$  mm)

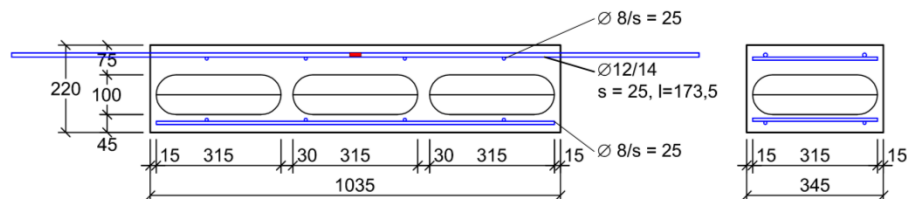


Abb. E.5: Längs- und Querschnitt der Versuche V-MB-100 ( $c_{vf} = 75$  mm)

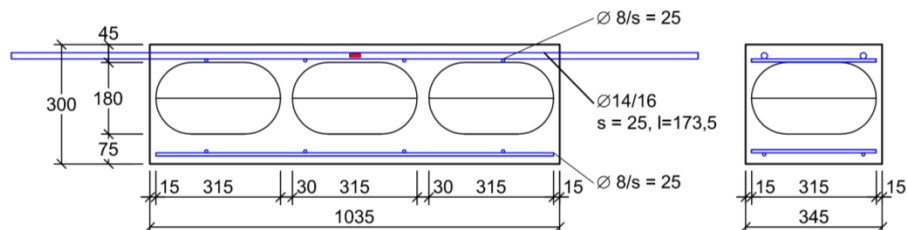


Abb. E.6: Längs- und Querschnitt der Versuche V-MB-180 ( $c_{vf} = 45$  mm)

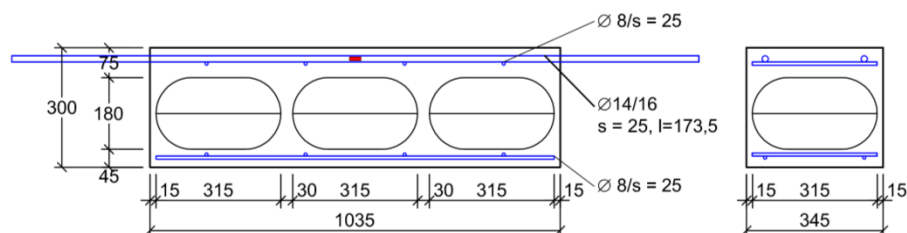


Abb. E.7: Längs- und Querschnitt der Versuche V-MB-180 ( $c_{vf} = 75$  mm)

## E.2 Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Tab. E.1: Betoneigenschaften – Versuchsserie 1

Information		Bez.	Einheit	V-OB-20-100-1 bis V-OB-20-100-19	V-OB-20-180-1 bis V-OB-20-180-18	V-OB-45-100-1 bis V-OB-45-100-15	V-OB-45-100-16 bis V-OB-45-100-18	V-OB-45-180-1 bis V-OB-45-180-10	V-OB-45-180-11 bis V-OB-45-180-18
Betondruckfestigkeit	Betonalter Versuchstag	---	[d]	10	11	33	34	34	35
	Betonalter Prüftag Würfel	---	[d]	10	11	33	34	34	34
	Würfeldruckfestigkeit "Bauteil gelagert"	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,00	25,86	66,55	67,20	67,20	67,20
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25,27	26,54	66,76	66,53	66,53	66,53
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	149,8	149,9	150,0	149,5	149,5	149,5
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	150,3	149,8	149,5	149,5	149,5	149,5
	Höchstkraft - Würfel 1	$F$	[kN]	569	596	1497	1487	1487	1487
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,07	24,78	67,38	66,31	66,31	66,31
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	149,9	150,5	150,2	149,5	149,5	149,5
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	151,0	149,6	149,5	149,5	149,5	149,5
	Höchstkraft - Würfel 2	$F$	[kN]	590	558	1513	1482	1482	1482
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,67	26,24	65,51	68,77	68,77	68,77
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	149,8	150,4	150,0	149,5	149,5	149,5
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	140,4	150,5	149,6	149,5	149,5	149,5
	Höchstkraft - Würfel 3	$F$	[kN]	561	594	1470	1537	1537	1537
E-Modul	Betonalter Prüftag E-Modul	---	[d]	10	10	33	33	33	33
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22.873	22.873	27.888	27.888	27.888	27.888
Spaltzugfestigkeit	Betonalter Prüftag Spaltzug	---	[d]	11	11	33	33	33	33
	Spaltzugfestigkeit	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,19	2,19	3,66	3,66	3,66	3,66
	zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,97	1,97	3,29	3,29	3,29	3,29
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,16	2,16	3,87	3,87	3,87	3,87
	Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	297,0	297,0	295,5	295,5	295,5	295,5
	Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	150,2	150,2	149,5	149,5	149,5	149,5
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	151,4	151,4	268,5	268,5	268,5	268,5
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,31	2,31	4,17	4,17	4,17	4,17
	Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	296,6	296,6	297,0	297,0	297,0	297,0
	Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	150,2	150,2	149,8	149,8	149,8	149,8
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	161,3	161,3	291,3	291,3	291,3	291,3
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,09	2,09	2,94	2,94	2,94	2,94
	Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	295,3	295,3	294,0	294,0	294,0	294,0
	Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	150,1	150,1	149,8	149,8	149,8	149,8
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	145,6	145,6	203,4	203,4	203,4	203,4

Tab. E.2: Betoneigenschaften – Versuchsserie 2

Information		Bez.	Einheit	V-MB-100-1	V-MB-100-2	V-MB-100-3	V-MB-100-4	V-MB-100-5	V-MB-100-6	V-MB-100-7	V-MB-100-8	V-MB-180-1	V-MB-180-2	V-MB-180-3	V-MB-180-4	V-MB-180-5	V-MB-180-6	V-MB-180-7	V-MB-180-8
Betondruckfestigkeit	Betonalter Versuchstag	---	[d]	13	32	13	32	14	32	14	32								
	Betonalter Prüftag Würfel	---	[d]	13	32	13	32	14	32	14	32								
	Würfeldruckfestigkeit "Bauteil gelagert"	$f_{cm, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,93	68,28	21,93	68,28	24,23	68,28	24,23	68,28								
	Betondruckfestigkeit Würfel 1	$f_{c1, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,64	67,96	21,64	67,96	24,13	67,96	24,13	67,96								
	Länge - Würfel 1	$a$	[mm]	149,8	150,1	149,8	150,1	150,0	150,1	150,0	150,1								
	Breite - Würfel 1	$b$	[mm]	149,6	149,8	149,6	149,8	149,2	149,8	149,2	149,8								
	Höchstkraft - Würfel 1	$F$	[kN]	485	1528	485	1528	540	1528	540	1528								
	Betondruckfestigkeit Würfel 2	$f_{c2, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,52	67,38	21,52	67,38	24,47	67,38	24,47	67,38								
	Länge - Würfel 2	$a$	[mm]	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0								
	Breite - Würfel 2	$b$	[mm]	149,0	150,0	149,0	150,0	149,0	150,0	149,0	150,0								
	Höchstkraft - Würfel 2	$F$	[kN]	481	1516	481	1516	547	1516	547	1516								
	Betondruckfestigkeit Würfel 3	$f_{c3, cube, dry}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,64	69,52	22,64	69,52	24,08	69,52	24,08	69,52								
	Länge - Würfel 3	$a$	[mm]	149,9	150,0	149,9	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0								
	Breite - Würfel 3	$b$	[mm]	148,8	149,7	148,8	149,7	149,2	149,7	149,2	149,7								
	Höchstkraft - Würfel 3	$F$	[kN]	505	1561	505	1561	539	1561	539	1561								
E-Modul	Betonalter Prüftag E-Modul	---	[d]	13	33	13	33	14	33	14	33								
	Elastizitätsmodul	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	22408	27888	22408	27888	21955	27888	21955	27888								
Spaltzugfestigkeit	Betonalter Prüftag Spaltzug	---	[d]	13	33	13	33	14	33	14	33								
	Spaltzugfestigkeit zentrische Zugfestigkeit	$f_{ct, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,03	3,66	2,03	3,66	1,84	3,66	1,84	3,66								
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 1	$f_{ct1, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,96	3,87	1,96	3,87	1,81	3,87	1,81	3,87								
	Länge - Zylinder 1	$l$	[mm]	295,1	295,5	295,1	295,5	294,3	295,5	294,3	295,5								
	Durchmesser - Z 1	$d$	[mm]	150,2	149,5	150,2	149,5	149,7	149,5	149,7	149,5								
	Höchstkraft - Z 1	$F$	[kN]	136,7	268,5	136,7	268,5	125,0	268,5	125,0	268,5								
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 2	$f_{ct2, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,10	4,17	2,10	4,17	1,87	4,17	1,87	4,17								
	Länge - Zylinder 2	$l$	[mm]	296,7	297,0	296,7	297,0	295,9	297,0	295,9	297,0								
	Durchmesser - Z 2	$d$	[mm]	149,8	149,8	149,8	149,8	150,2	149,8	150,2	149,8								
	Höchstkraft - Z 2	$F$	[kN]	146,9	291,3	146,9	291,3	130,5	291,3	130,5	291,3								
	Spaltzugfestigkeit Zylinder 3	$f_{ct3, sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,04	2,94	2,04	2,94	1,84	2,94	1,84	2,94								
	Länge - Zylinder 3	$l$	[mm]	296,6	294,0	296,6	294,0	293,6	294,0	293,6	294,0								
	Durchmesser - Z 3	$d$	[mm]	149,9	149,8	149,9	149,8	149,8	149,8	149,8	149,8								
	Höchstkraft - Z 3	$F$	[kN]	142,2	203,4	142,2	203,4	127,2	203,4	127,2	203,4								



### E.3 Messergebnisse und Versagensbilder der Versuchsserie 1

#### E.3.1 Versuche V-OB-20-100-1 bis 18

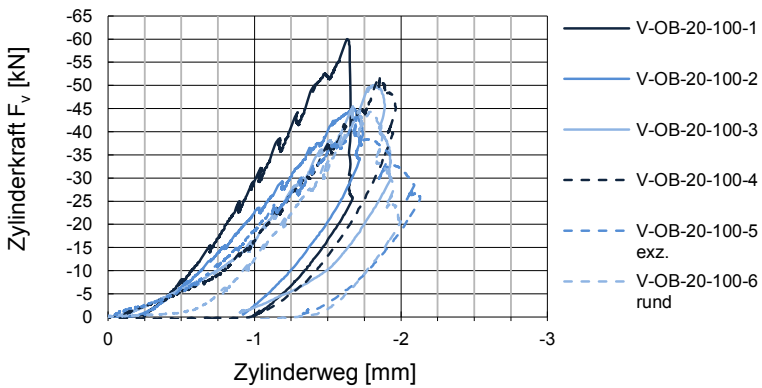


Abb. E.8: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-100-1 bis -6,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

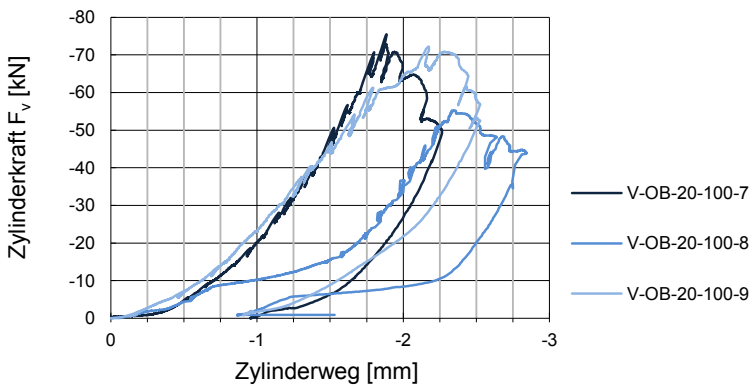


Abb. E.9: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-100-7 bis -9,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$

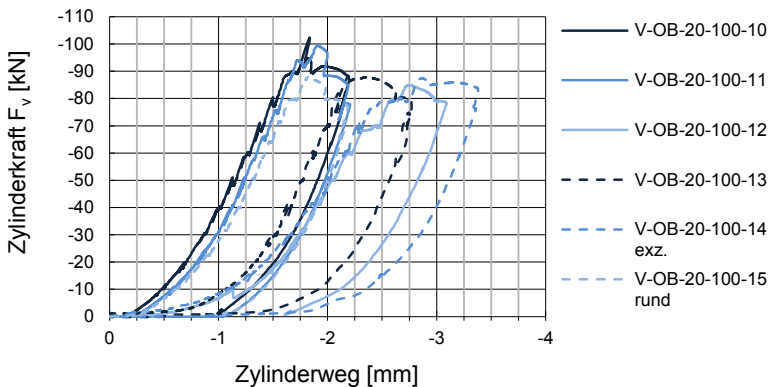


Abb. E.10: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-100-10 bis -15,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

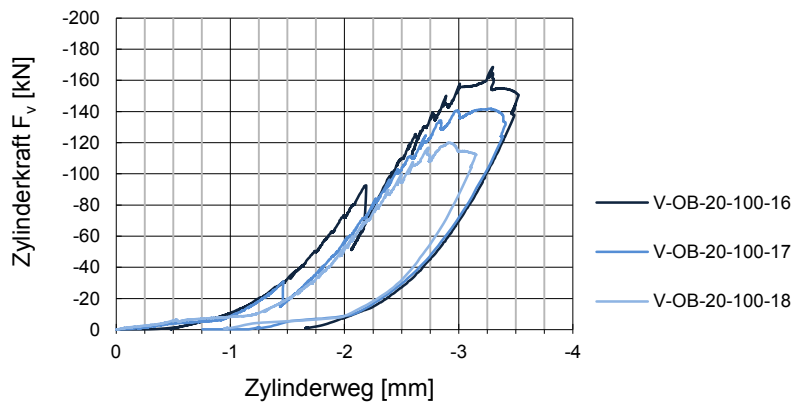


Abb. E.11: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-100-16 bis -18,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$



Abb. E.12: Plattenoberseite und Plattenunterseite nach den Versuchen V-OB-20-100-1 bis -18



Abb. E.13: Fotos der aufgesägten Versuchskörper V-OB-20-100-1 bis -18

### E.3.2 Versuche V-OB-20-180-1 bis 18

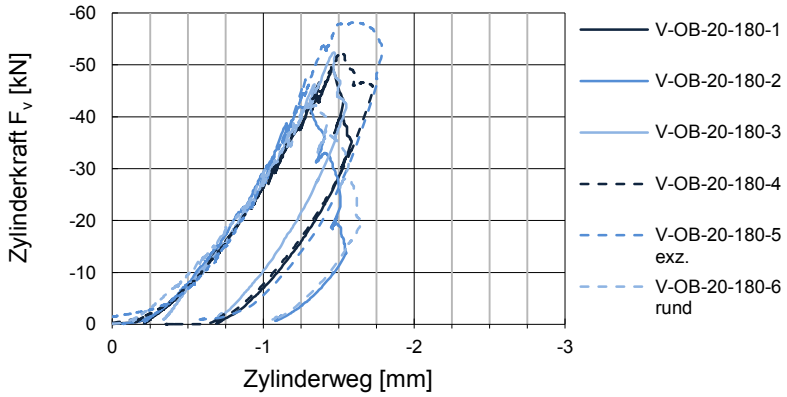


Abb. E.14: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-180-1 bis -6,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

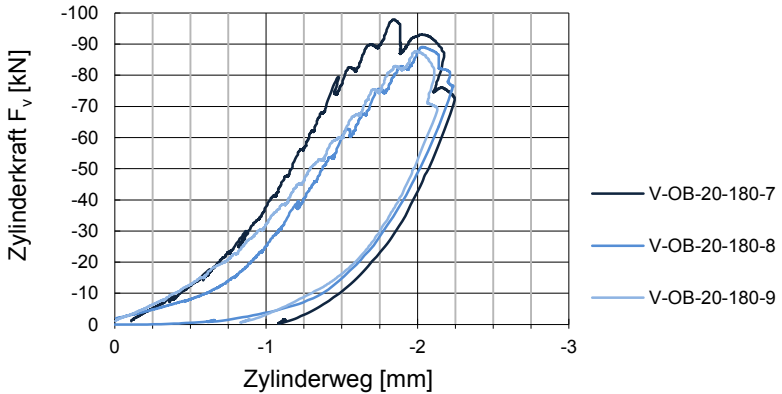


Abb. E.15: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-180-7 bis -9,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$

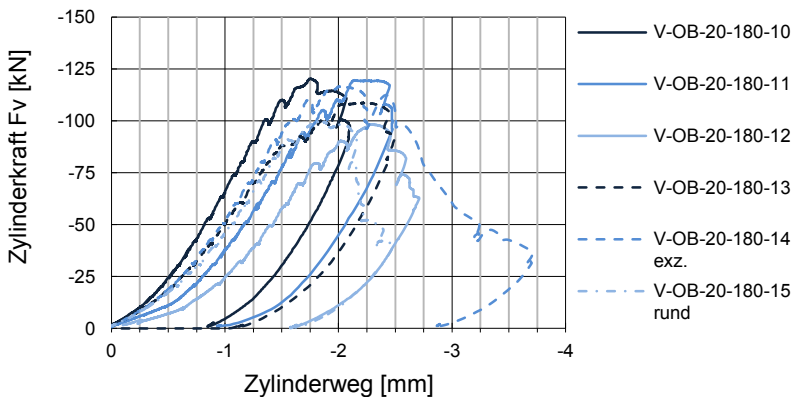


Abb. E.16: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-180-10 bis -15,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

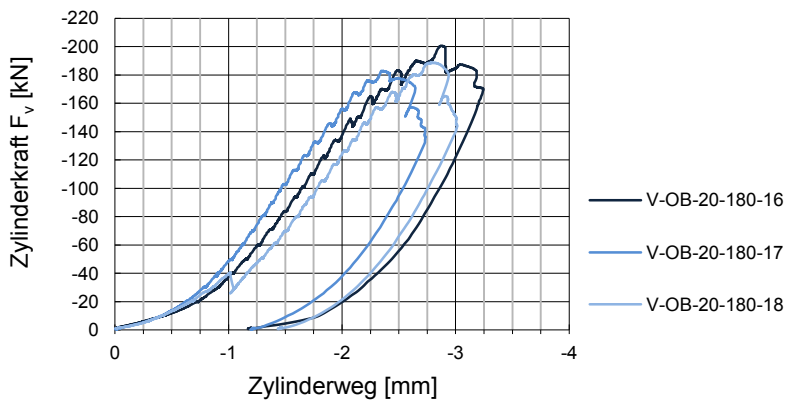


Abb. E.17: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-20-180-16 bis -18,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$



Abb. E.18: Plattenoberseite und Plattenunterseite nach den Versuchen V-OB-20-180-1 bis -18



Abb. E.19: Fotos der aufgesägten Versuchskörper V-OB-20-180-1 bis -18

### E.3.3 Versuche V-OB-45-100-1 bis 18

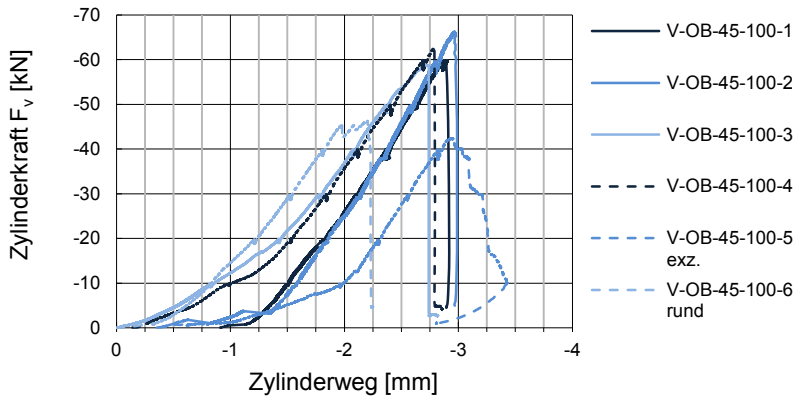


Abb. E.20: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-100-1 bis -6,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

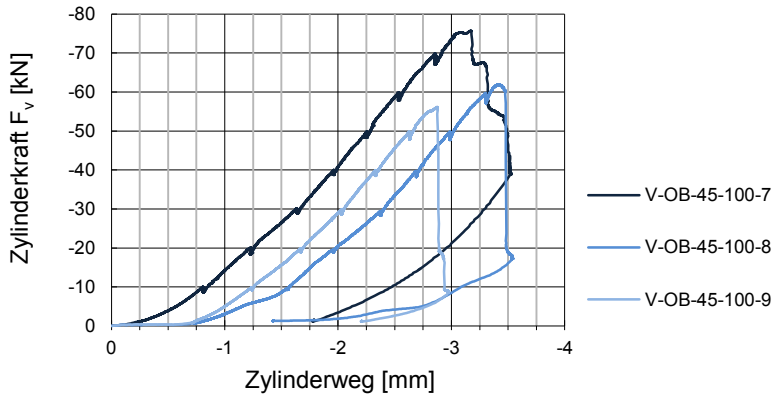


Abb. E.21: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-100-7 bis -9,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$

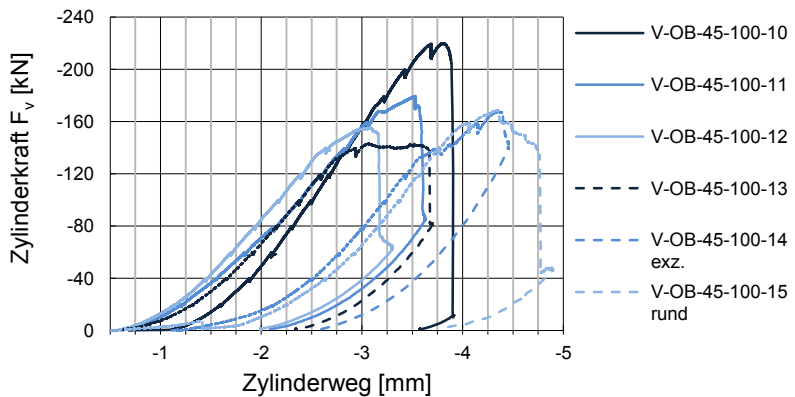


Abb. E.22: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-100-10 bis 15,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

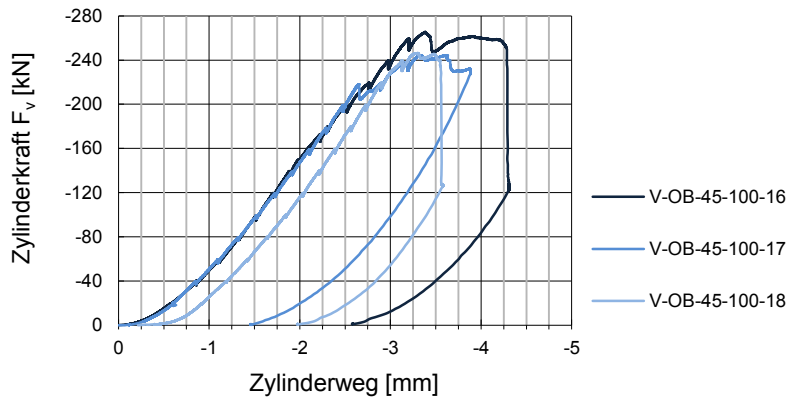


Abb. E.23: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-100-16 bis -18,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$

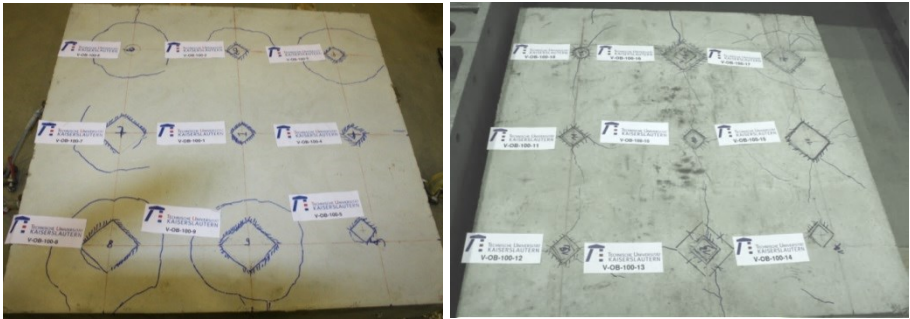


Abb. E.24: Plattenoberseite und Plattenunterseite nach den Versuchen V-OB-45-100-1 bis -18

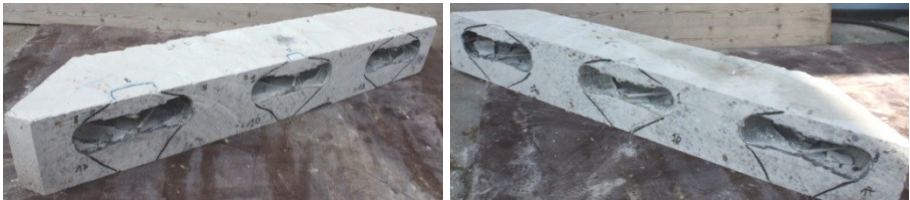


Abb. E.25: Fotos der aufgesägten Versuchskörper V-OB-45-100-1 bis -18

### E.3.4 Versuche V-OB-45-180-1 bis 18

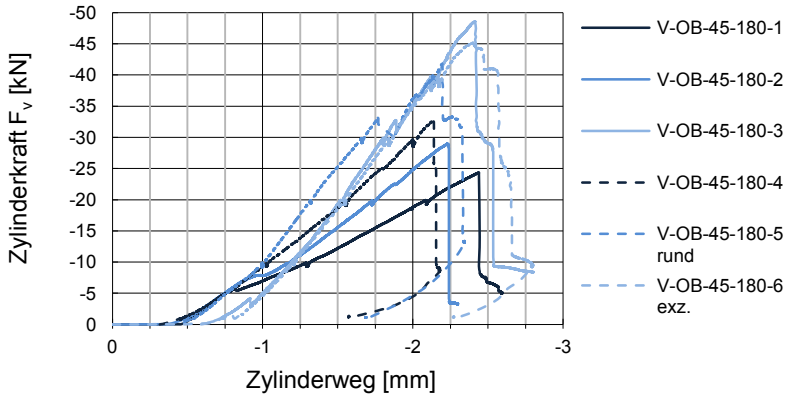


Abb. E.26: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-180-1 bis -6,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$

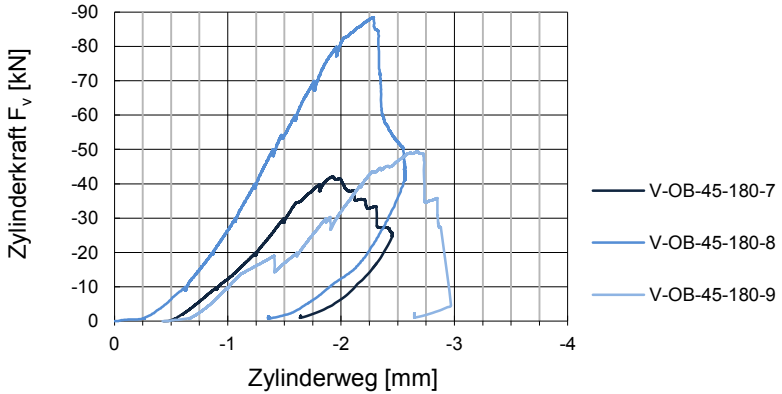


Abb. E.27: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-180-7 bis -9,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$

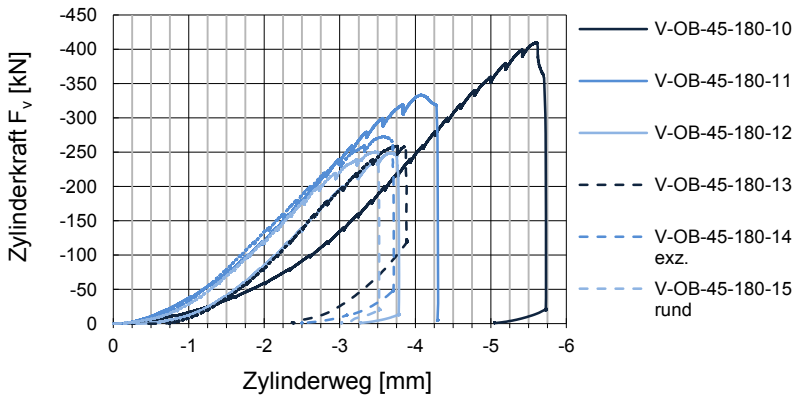


Abb. E.28: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-180-10 bis -15,  $A_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$



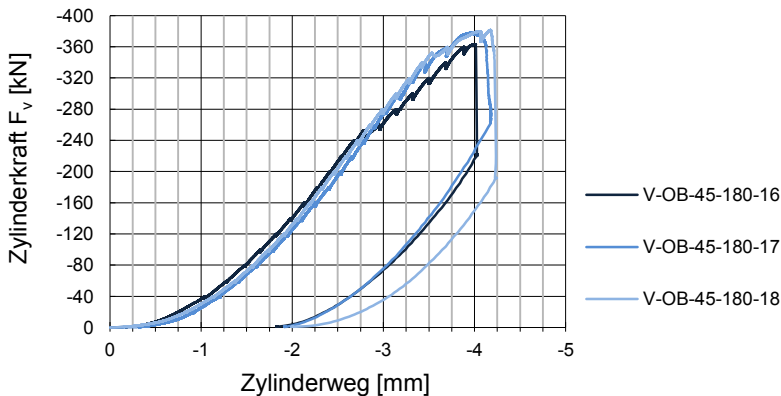


Abb. E.29: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg der Versuche V-OB-45-180-16 bis -18,  $A_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$



Abb. E.30: Plattenoberseite und Plattenunterseite nach den Versuchen V-OB-45-180-1 bis -18



Abb. E.31: Fotos der aufgesägten Versuchskörper V-OB-45-180-1 bis -18



## E.4 Versagensbilder der Versuchsserie 2



Abb. E.32: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-1

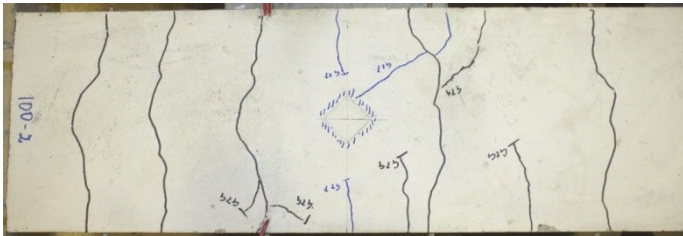


Abb. E.33: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-2

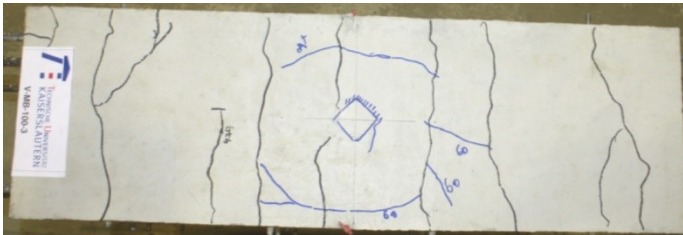


Abb. E.34: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-3

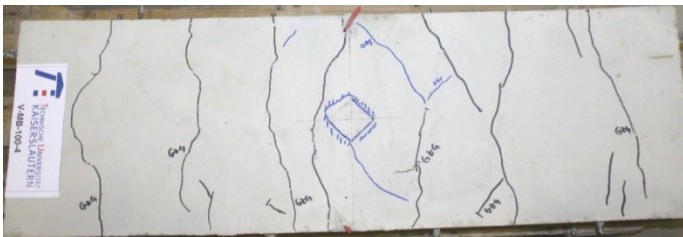


Abb. E.35: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-4

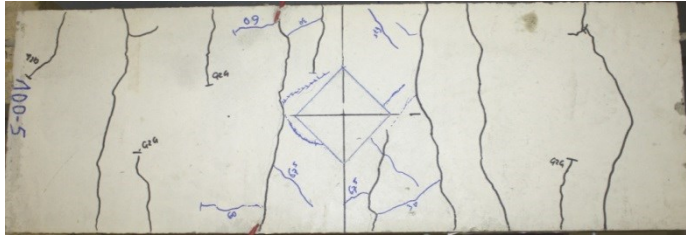


Abb. E.36: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-5

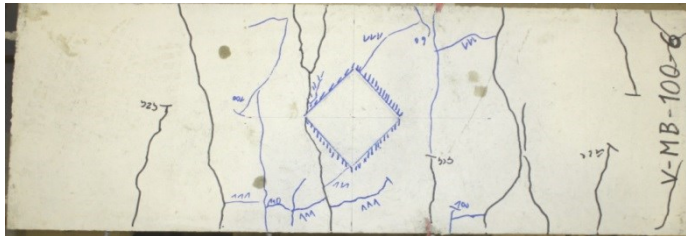


Abb. E.37: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-6



Abb. E.38: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-7

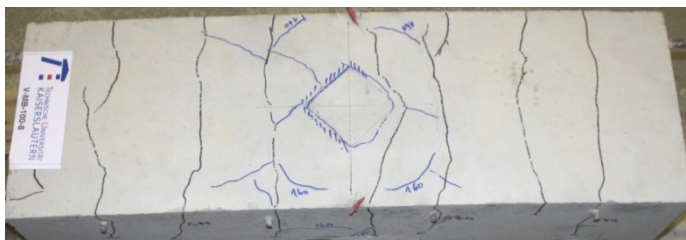


Abb. E.39: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-100-8

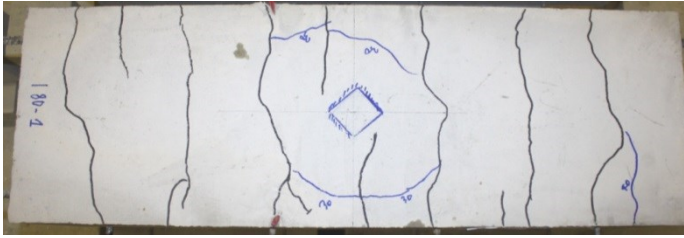


Abb. E.40: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-1

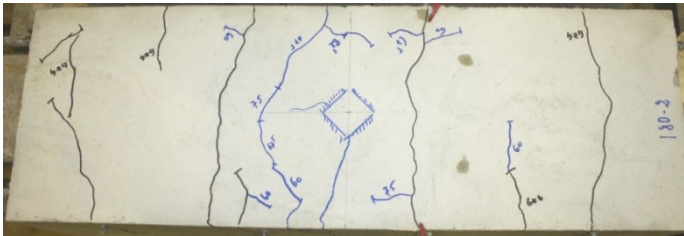


Abb. E.41: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-2

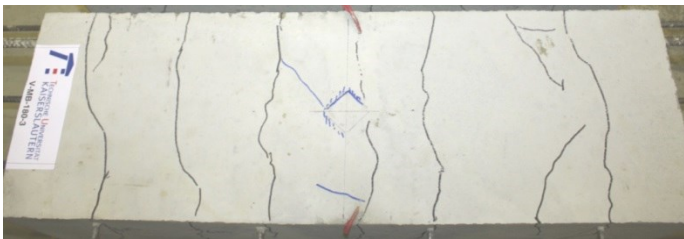


Abb. E.42: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-3

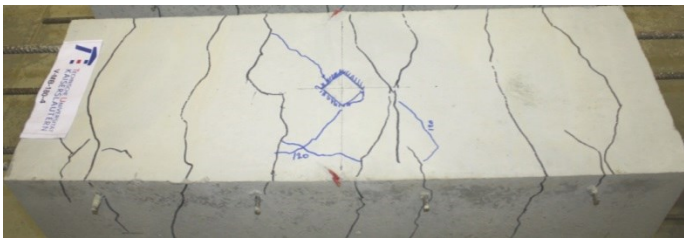


Abb. E.43: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-4



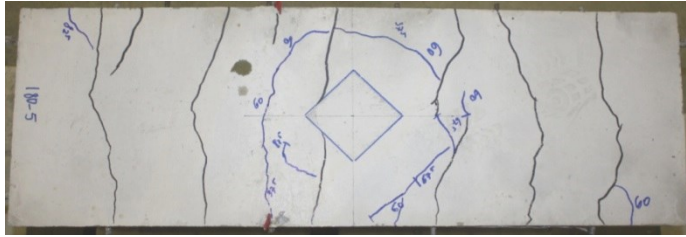


Abb. E.44: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-5

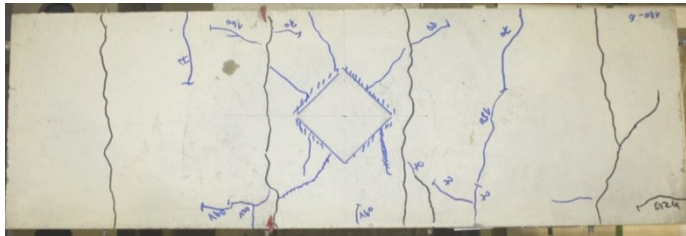


Abb. E.45: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-6

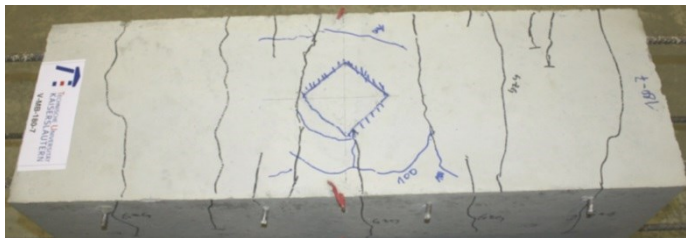


Abb. E.46: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-7

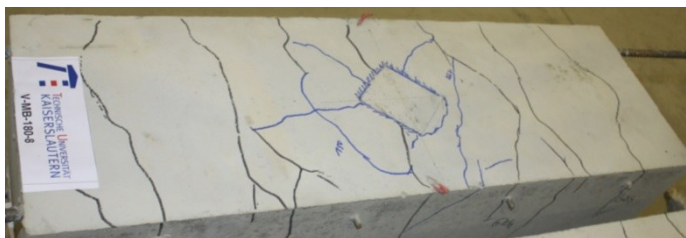


Abb. E.47: Plattenoberseite nach dem Traglastversuch und aufgesägter Versuchskörper V-MB-180-8

## E.5 Messergebnisse der Versuchsserie 2

### E.5.1 Versuch V-MB-100-1

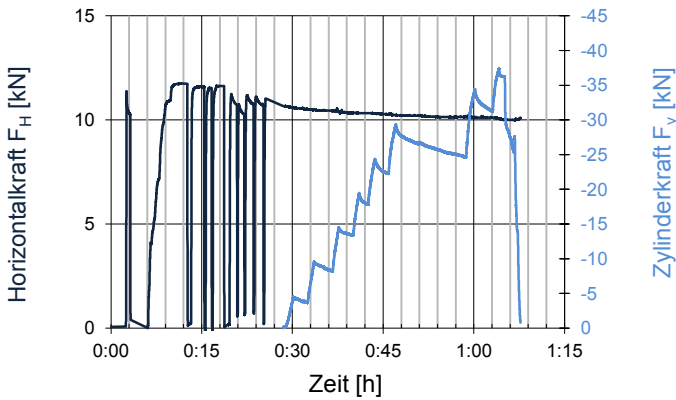


Abb. E.48: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

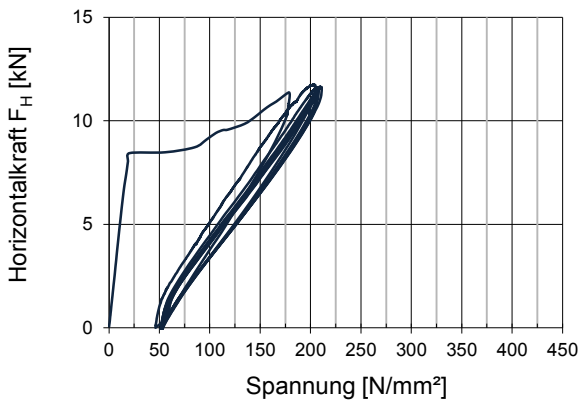


Abb. E.49: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

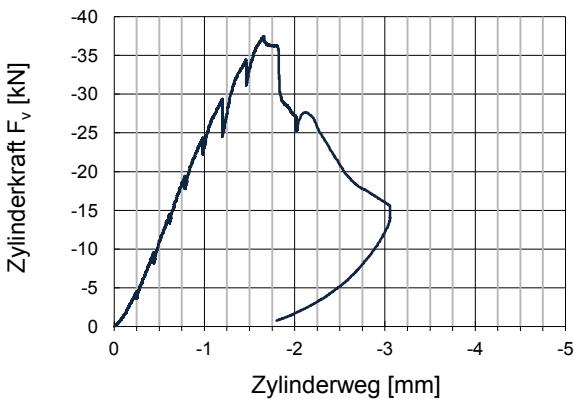


Abb. E.50: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.2 Versuch V-MB-100- 2

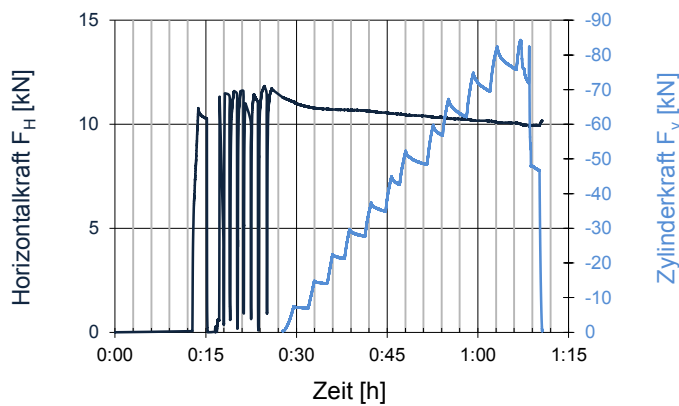


Abb. E.51: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

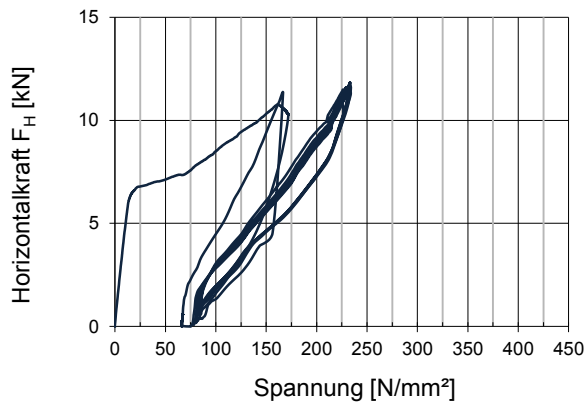


Abb. E.52: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

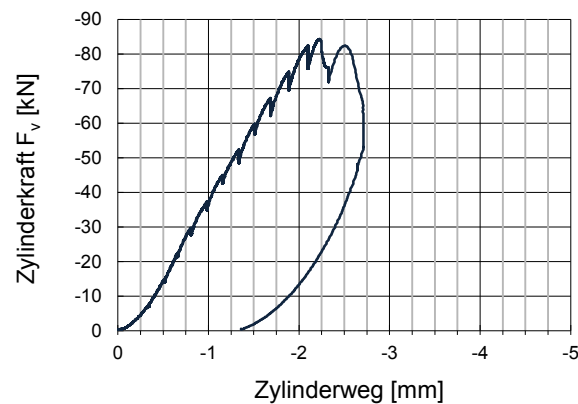


Abb. E.53: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

### E.5.3 Versuch V-MB-100-3

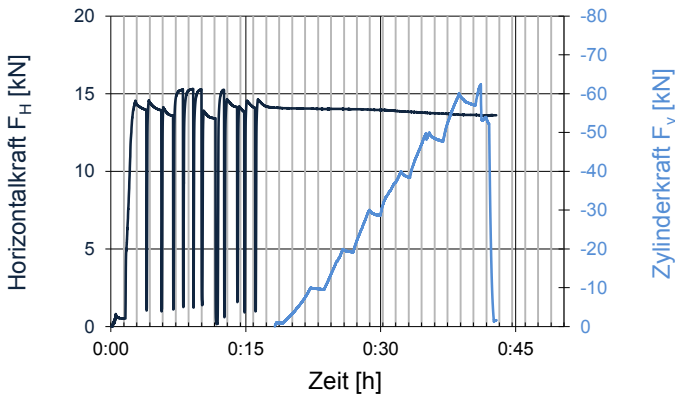


Abb. E.54: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

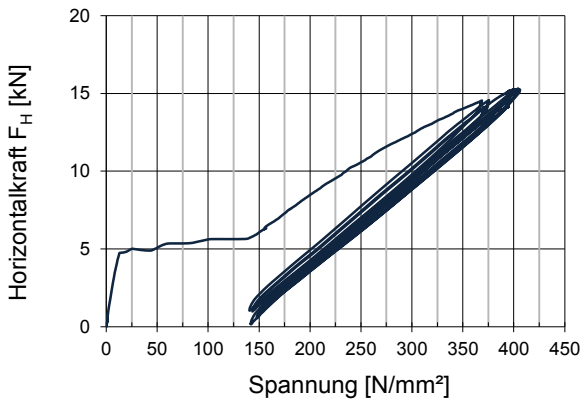


Abb. E.55: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

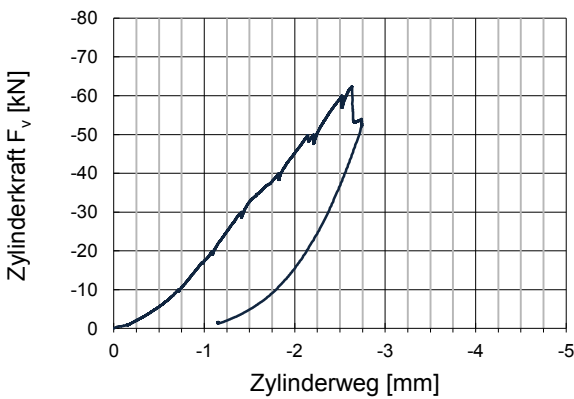


Abb. E.56: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.4 Versuch V-MB-100-4

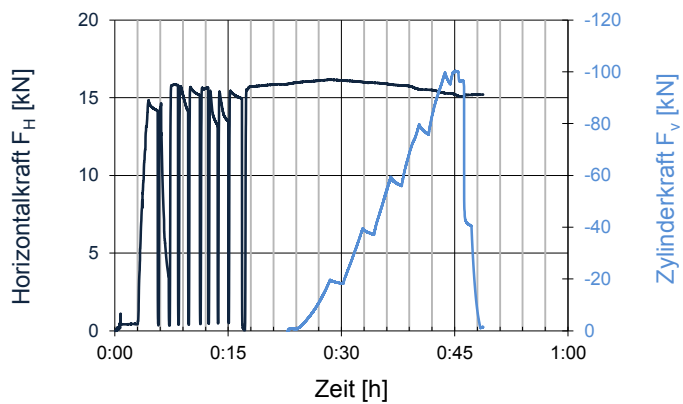


Abb. E.57: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

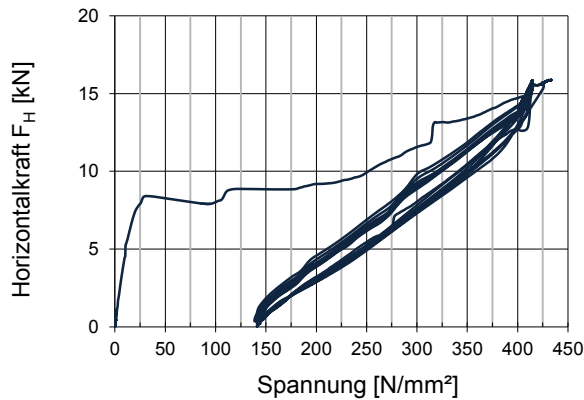


Abb. E.58: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

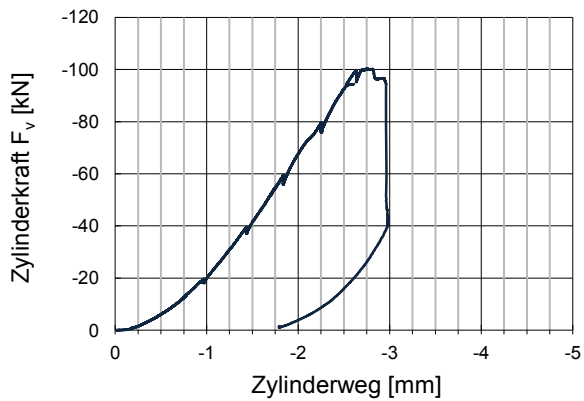


Abb. E.59: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg



### E.5.5 Versuch V-MB-100-5

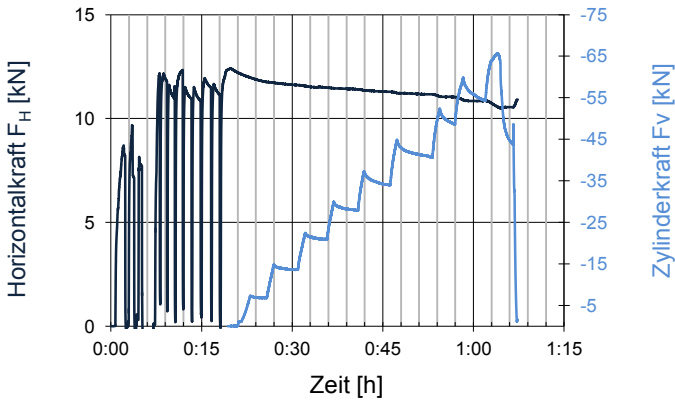


Abb. E.60: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

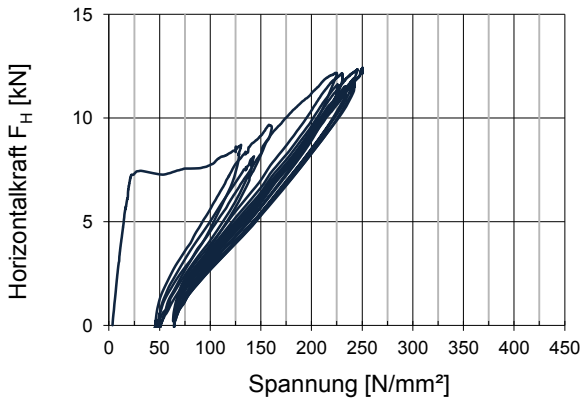


Abb. E.61: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

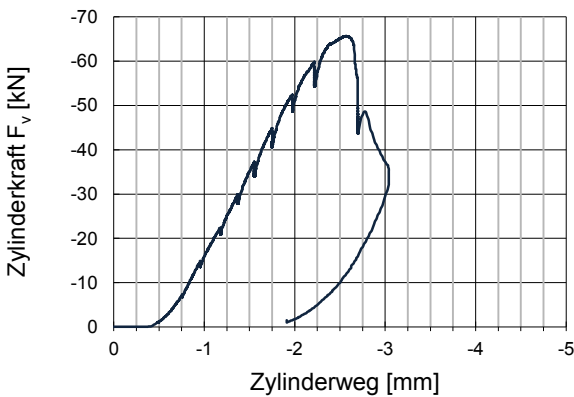


Abb. E.62: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.6 Versuch V-MB-100-6

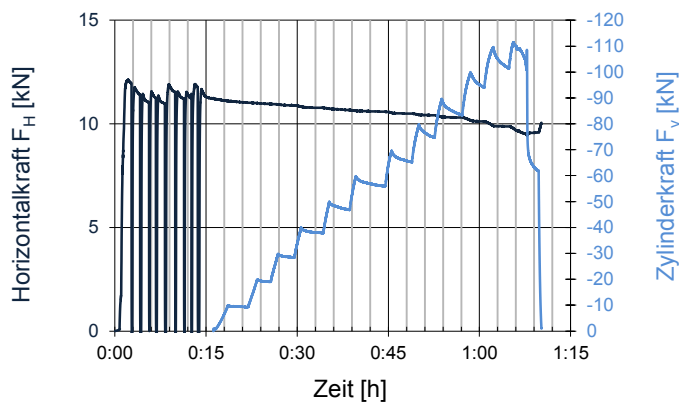


Abb. E.63: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

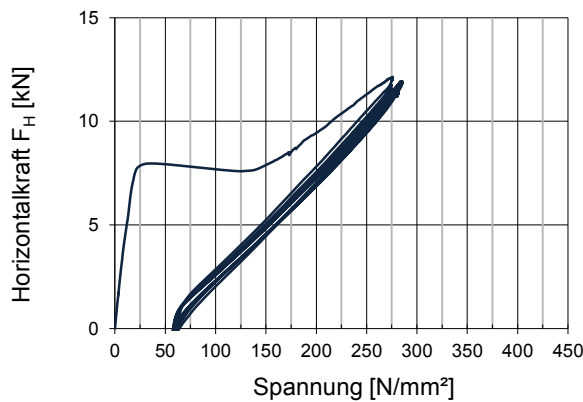


Abb. E.64: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

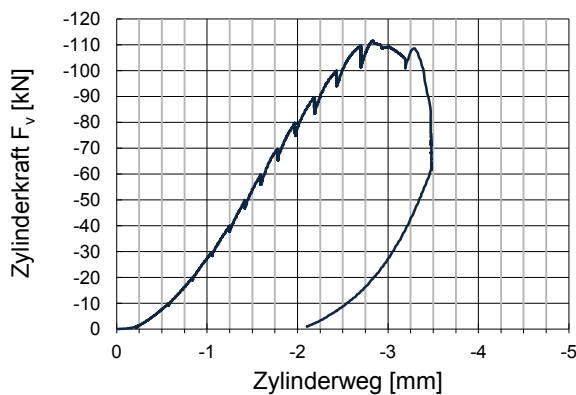


Abb. E.65: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.7 Versuch V-MB-100-7

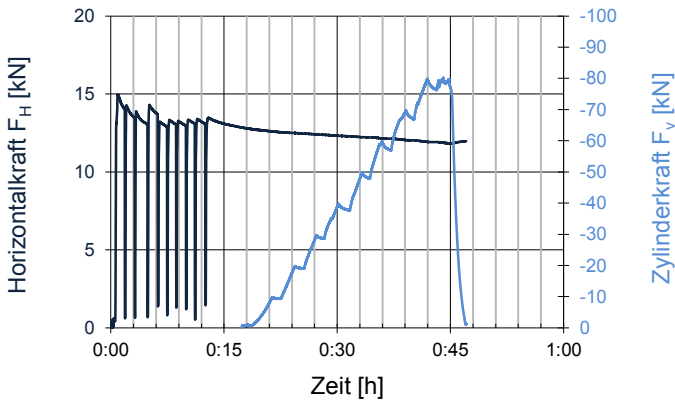


Abb. E.66: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

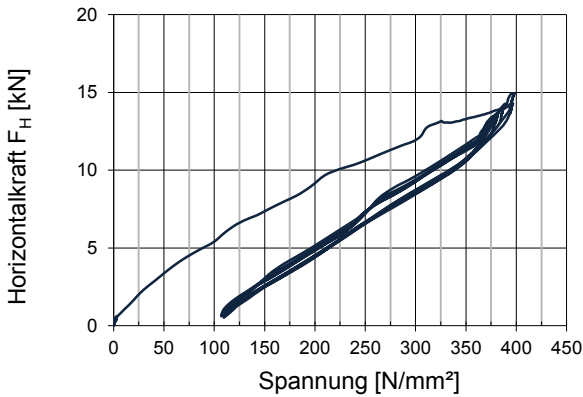


Abb. E.67: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

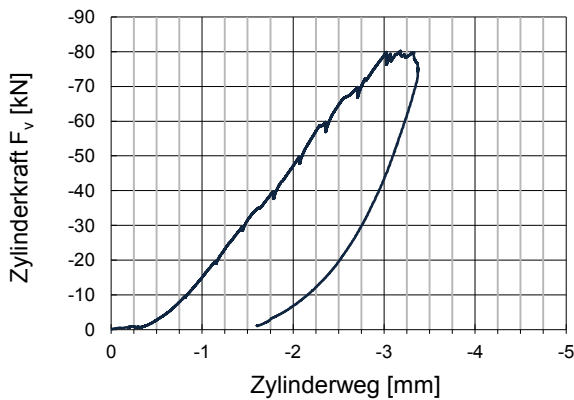


Abb. E.68: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.8 Versuch V-MB-100-8

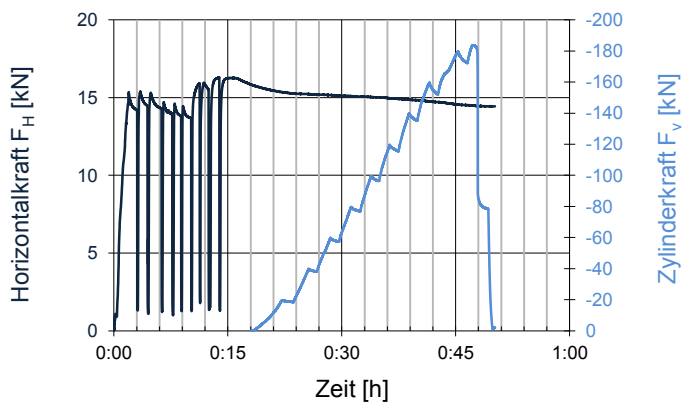


Abb. E.69: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

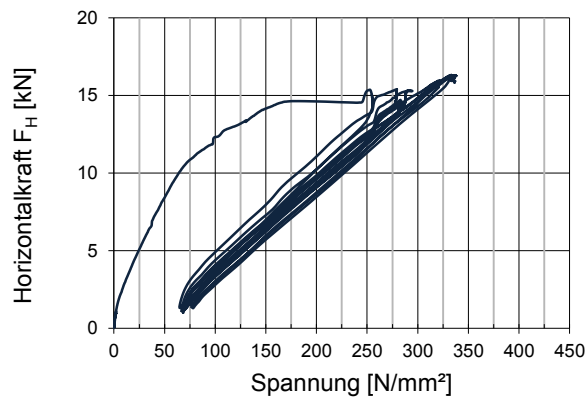


Abb. E.70: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

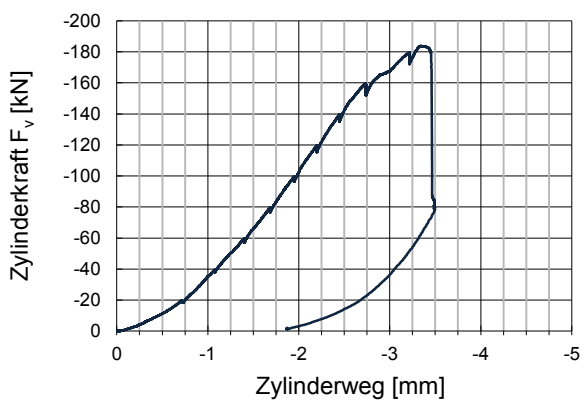


Abb. E.71: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.9 Versuch V-MB-180-1

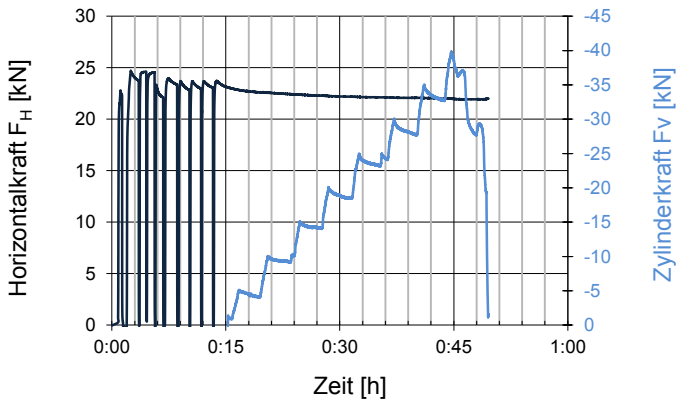


Abb. E.72: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

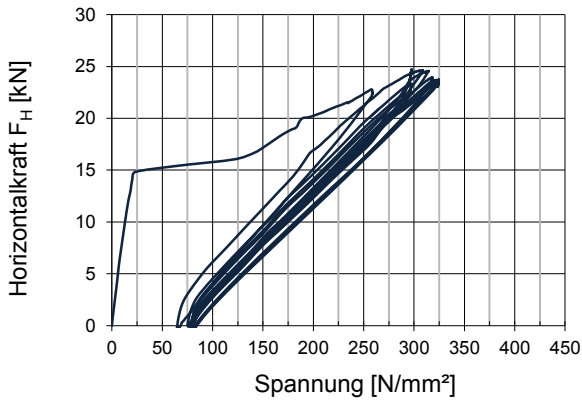


Abb. E.73: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

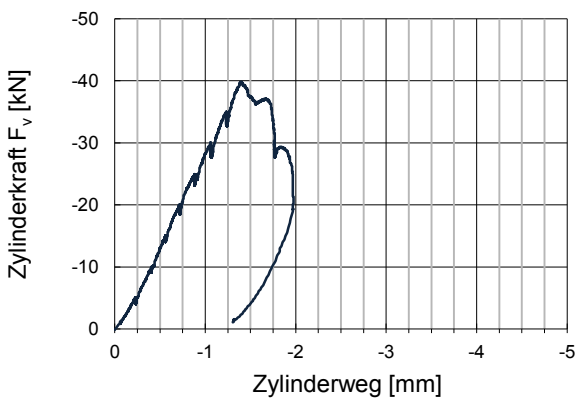


Abb. E.74: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.10 Versuch V-MB-180- 2

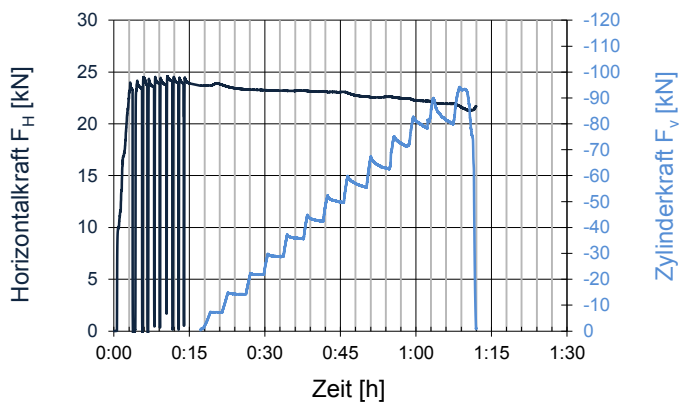


Abb. E.75: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

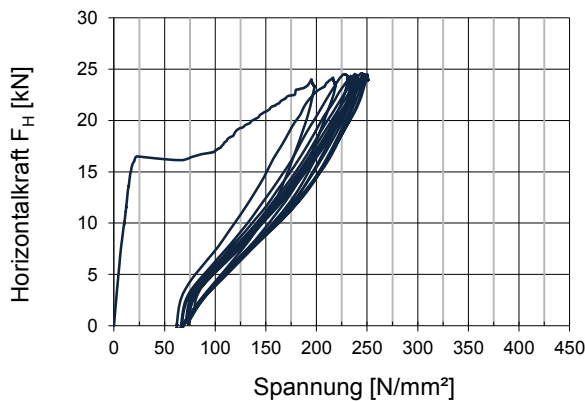


Abb. E.76: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

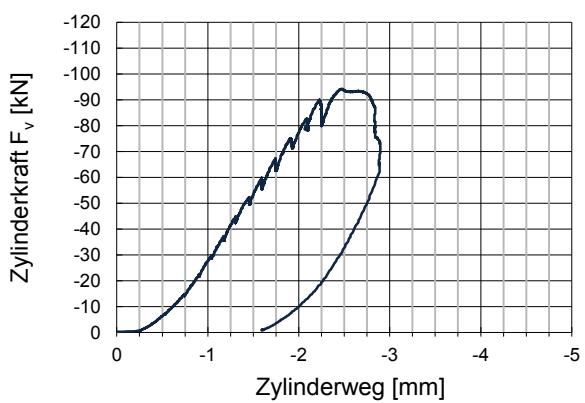


Abb. E.77: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.11 Versuch V-MB-180-3

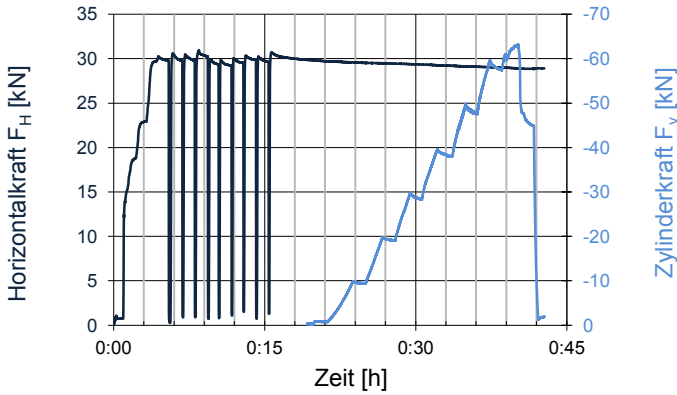


Abb. E.78: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

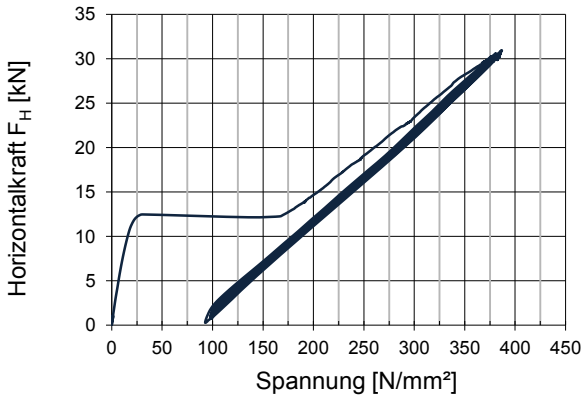


Abb. E.79: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

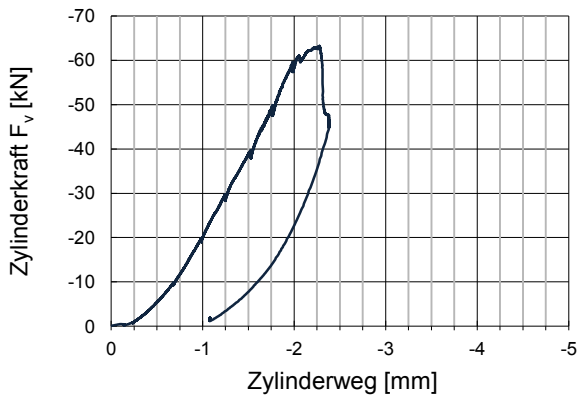


Abb. E.80: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.12 Versuch V-MB-180-4

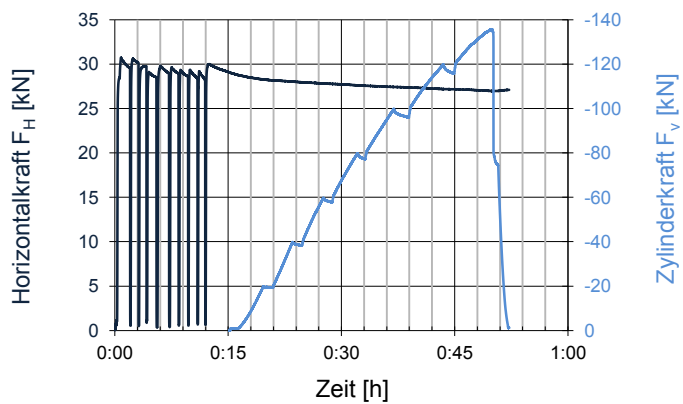


Abb. E.81: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

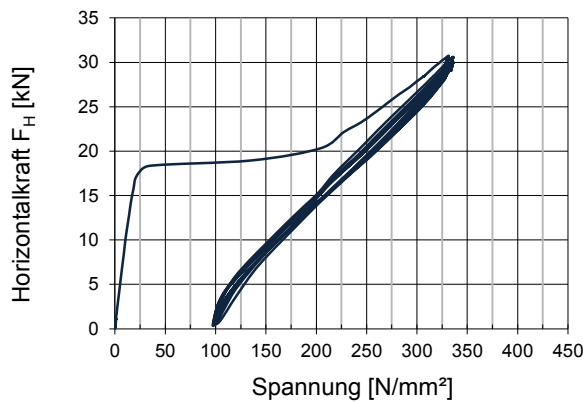


Abb. E.82: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

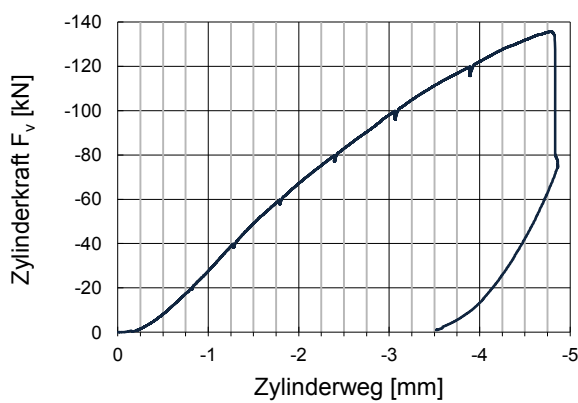


Abb. E.83: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg



E.5.13 Versuch V-MB-180-5

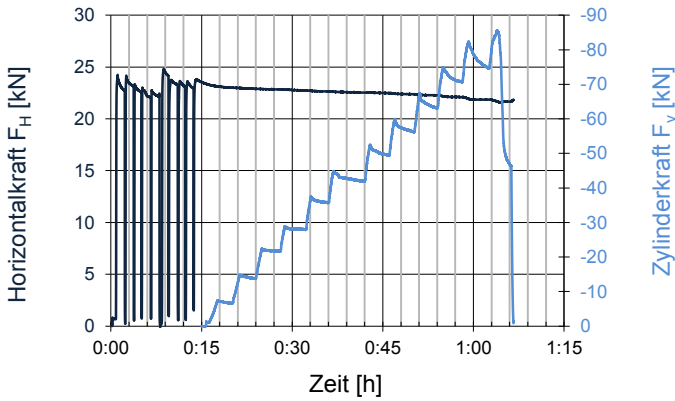


Abb. E.84: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

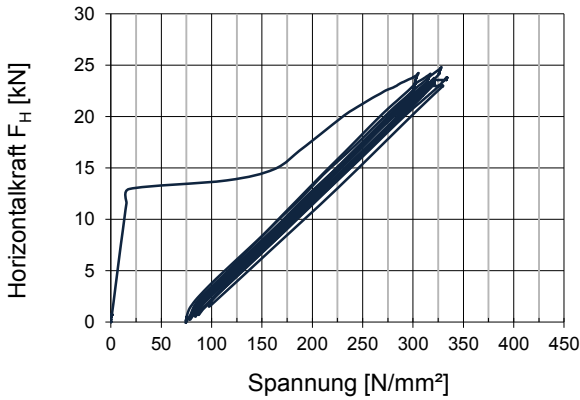


Abb. E.85: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

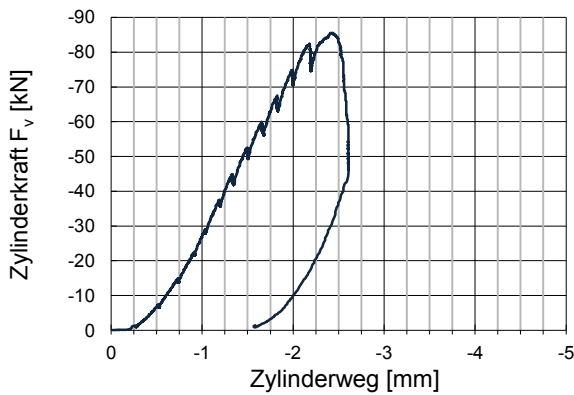


Abb. E.86: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.14 Versuch V-MB-180-6

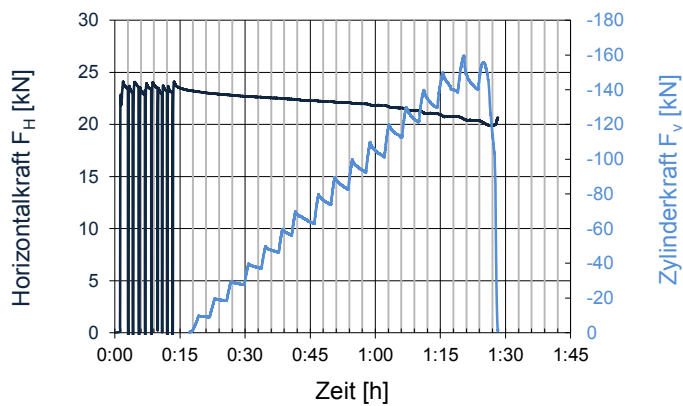


Abb. E.87: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

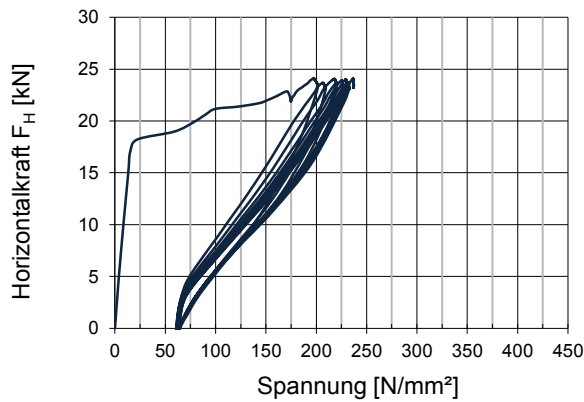


Abb. E.88: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

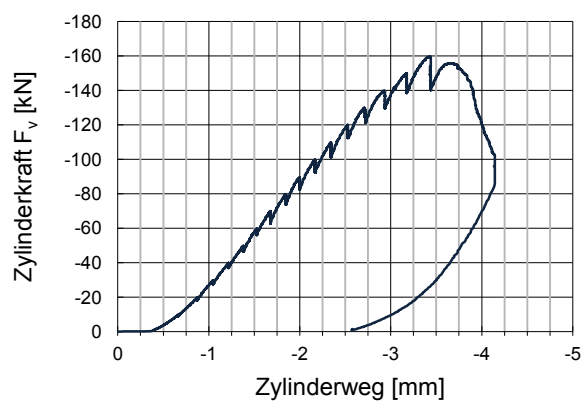


Abb. E.89: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.15 Versuch V-MB-180-7

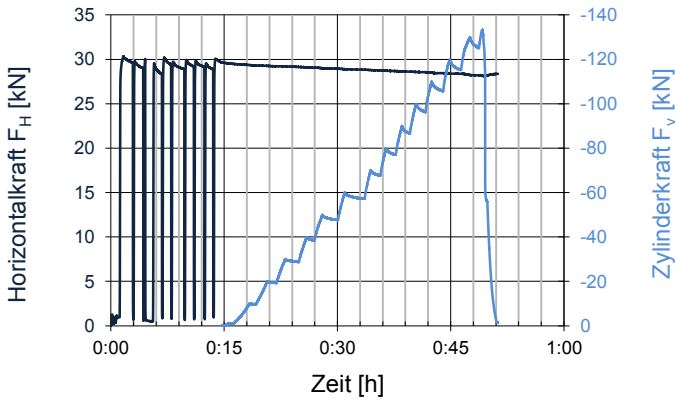


Abb. E.90: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

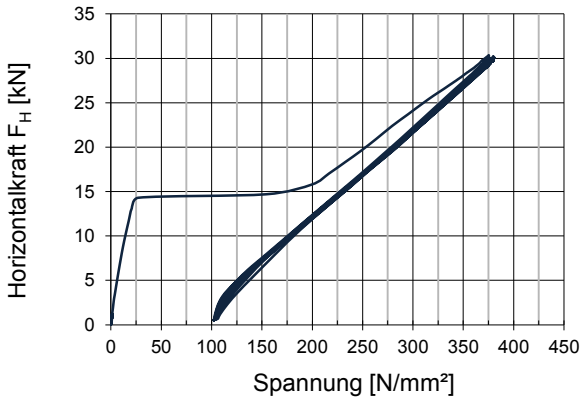


Abb. E.91: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

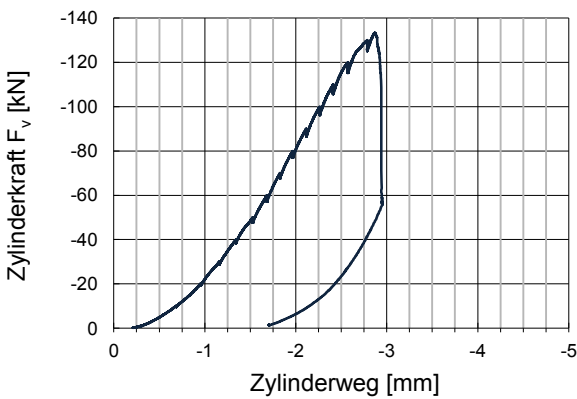


Abb. E.92: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

E.5.16 Versuch V-MB-180-8

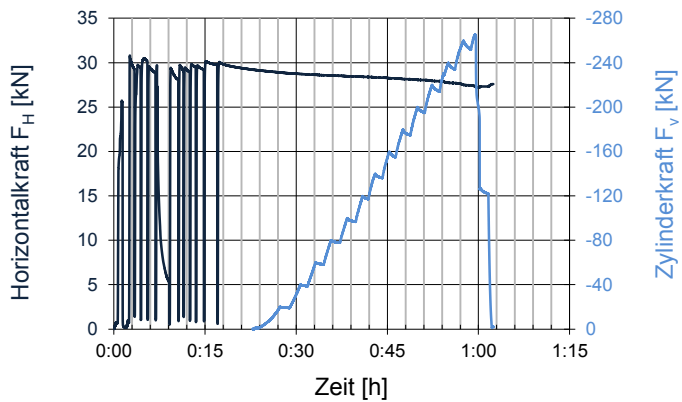


Abb. E.93: Horizontal- und Zylinderkraft aufgetragen über der Zeit

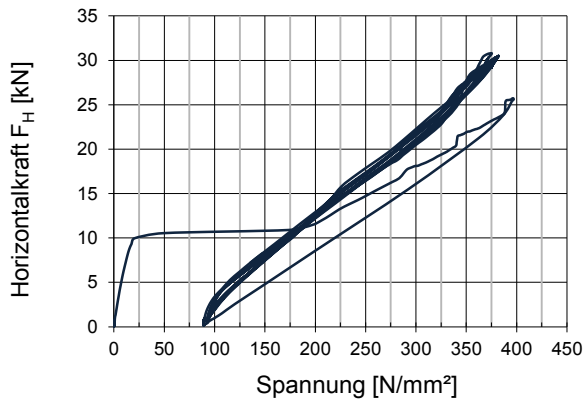


Abb. E.94: Horizontalkraft aufgetragen über der Spannung in der Längsbewehrung

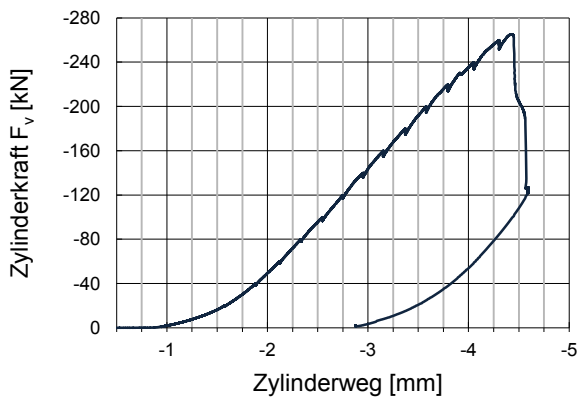


Abb. E.95: Zylinderkraft aufgetragen über dem Zylinderweg

## E.6 Auswertung der Versuchsergebnisse

Tab. E.3: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ ,  
berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  der Versuche mit Biegemoment

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	C20/25 / S-100				C20/25 / S-180				C45/55 / S-100				C45/55 / S-180			
				V-MB-100-1	V-MB-100-2	V-MB-100-5	V-MB-100-6	V-MB-180-1	V-MB-180-2	V-MB-180-5	V-MB-180-6	V-MB-100-3	V-MB-100-4	V-MB-100-7	V-MB-100-8	V-MB-180-3	V-MB-180-4	V-MB-180-7	V-MB-180-8
1	Decken- spiegel- höhe	$c_{vt, soll}$	[mm]	45	75	45	75	45	75	45	75	45	75	45	75	45	75	45	75
2		$c_{vt, ist}$	[mm]	46	72	47	75	44	74	45	76	48	74	46	75	47	76	48	75
3	Lastbreite	$a_{load}$	[cm]	5	5	10	10	5	5	10	10	5	5	10	10	5	5	10	10
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]	37	84	66	111	40	94	86	160	62	100	80	184	63	138	133	265
5	berechnet	$F_{cal,I}$	[kN]	39	77	57	112	41	89	68	134	75	145	99	202	91	185	147	263
6	berechnet mit $f_{cal, 5\%, I}$	$F_{cal, 5\%, I}$	[kN]	21	42	31	61	22	49	37	73	41	79	54	110	49	100	80	143
7	Bemessung	$F_{Rd,I}$	[kN]	7	14	10	20	7	16	12	24	13	26	18	36	16	33	26	47
8	<b>Alle Versuche</b>			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,95	1,09	1,15	0,99	0,97	1,05	1,26	1,19	0,83	0,69	0,81	0,91	0,70	0,74	0,90	1,01
10	<b>Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"</b>																		
11	mit Biegemoment			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,95	1,09	1,15	0,99	0,97	1,05	1,26	1,19	0,83	0,69	0,81	0,91	0,70	0,74	0,90	1,01
13	ohne Biegemoment																		
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
15	<b>Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp</b>																		
16	Typ = S-100																		
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
18	Typ = S-180																		
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
20	<b>Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit</b>																		
21	mit C20/25																		
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
23	mit C45/55																		
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
25	<b>Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper</b>																		
26	$20 \text{ mm} \leq c_{vt} \leq 60 \text{ mm}$																		
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
28	$40 \text{ mm} \leq c_{vt} \leq 60 \text{ mm}$																		
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
30	$60 \text{ mm} \leq c_{vt} \leq 120 \text{ mm}$																		
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
32	<b>Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite</b>																		
33	$a_{load} = 5 \text{ cm}$																		
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
35	$a_{load} = 10 \text{ cm}$																		
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
37	$a_{load} = \varnothing 5 \text{ cm}$																		
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																
39	$a_{load} = \text{exzentrisch}$																		
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																

# Anhang E - Versuche zur Lokale Durchstanztragfähigkeit

Tab. E.4: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ ,  
berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  der Versuche ohne Biegemoment C20/25 / S-100

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	C20/25 / S-100																	
				V-OB-20-100-1	V-OB-20-100-2	V-OB-20-100-3	V-OB-20-100-4	V-OB-20-100-5 exz.	V-OB-20-100-6 rund	V-OB-20-100-7	V-OB-20-100-8	V-OB-20-100-9	V-OB-20-100-10	V-OB-20-100-11	V-OB-20-100-12	V-OB-20-100-13	V-OB-20-100-14 exz.	V-OB-20-100-15 rund	V-OB-20-100-16	V-OB-20-100-17	V-OB-20-100-18
1	Decken- spiegel- höhe	$C_{vf, soll}$	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	75	75	75	75	75	75	75	75	75
2		$C_{vf, ist}$	[mm]	55	44	51	51	49	49	50	51	48	83	82	78	80	85	80	83	79	78
3	Lastbreite	$a_{lad}$	[cm]	5	5	5	5	5	5	10	10	10	5	5	5	5	5	5	10	10	10
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]	60	45	50	52	43	45	76	55	71	102	99	85	88	87	88	165	142	120
5	berechnet	$F_{cal,I}$	[kN]	55	40	49	49	46	46	68	68	64	102	101	94	98	106	97	139	131	127
6	berechnet mit $f_{cal,5\%,I}$	$F_{cal,I, 5\%}$	[kN]	43	31	38	38	36	36	53	53	49	79	79	73	76	82	75	107	101	98
7	Bemessung	$F_{Rd,I}$	[kN]	14	10	12	12	12	12	17	17	16	26	26	24	25	27	25	35	33	32
8	Alle Versuche			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11	1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91	1,19	1,08	0,95
10	Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"																				
11	mit Biegemoment																				
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
13	ohne Biegemoment																				
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11	1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91	1,19	1,08	0,95
15	Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp																				
16	Typ = S-100			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11	1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91	1,19	1,08	0,95
18	Typ = S-180																				
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
20	Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit																				
21	mit C20/25			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11	1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91	1,19	1,08	0,95
23	mit C45/55																				
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
25	Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper																				
26	$20\text{ mm} \leq c_{vf} \leq 60\text{ mm}$			x	x	x	x	x	x	x	x	x									
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11									
28	$40\text{ mm} \leq c_{vf} \leq 60\text{ mm}$			x	x	x	x	x	x	x	x	x									
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96	1,11	0,81	1,11									
30	$60\text{ mm} \leq c_{vf} \leq 120\text{ mm}$												x	x	x	x	x	x	x	x	x
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]										1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91	1,19	1,08	0,95
32	Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite																				
33	$a_{lad} = 5\text{ cm}$			x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x			
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,09	1,13	1,03	1,06	0,94	0,96				1,00	0,98	0,91	0,90	0,82	0,91			
35	$a_{lad} = 10\text{ cm}$									x	x	x							x	x	x
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]							1,11	0,81	1,11							1,19	1,08	0,95
37	$a_{lad} = \varnothing 5\text{ cm}$								x										x		
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					0,96										0,91			
39	$a_{lad} = \text{exzentrisch}$						x									x					
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]				0,94									0,82					

Tab. E.5: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ ,  
berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  der Versuche ohne Biegemoment C20/25 / S-180

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	C20/25 / S-180																		
				V-OB-20-180-1	V-OB-20-180-2	V-OB-20-180-3	V-OB-20-180-4	V-OB-20-180-5 exz.	V-OB-20-180-6 rund	V-OB-20-180-7	V-OB-20-180-8	V-OB-20-180-9	V-OB-20-180-10	V-OB-20-180-11	V-OB-20-180-12	V-OB-20-180-13	V-OB-20-180-14 exz.	V-OB-20-180-15 rund	V-OB-20-180-16	V-OB-20-180-17	V-OB-20-180-18	
1	Decken- spiegel- höhe	$C_{vf, soll}$	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	75	75	75	75	75	75	75	75		
2		$C_{vf, ist}$	[mm]	44	47	45	47	46	43	45	44	46	78	78	79	78	79	79	80	79	79	
3	Lastbreite	$a_{load}$	[cm]	5	5	5	5	5	5	10	10	10	5	5	5	5	5	5	10	10	10	
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]	49	42	52	52	58	42	98	89	88	120	120	92	109	117	98	201	183	189	
5	berechnet	$F_{cal,I}$	[kN]	49	55	50	54	52	47	80	77	83	115	114	116	114	116	117	172	168	168	
6	berechnet mit $f_{cal, 5\%, I}$	$F_{cal,I}$ 5%	[kN]	38	43	39	42	40	36	62	60	64	89	88	90	89	90	91	133	130	130	
7	Bemessung	$F_{Rd,I}$	[kN]	12	14	13	14	13	12	20	20	21	29	29	29	29	29	30	43	43	42	
8	Alle Versuche			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06	1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84	1,17	1,09	1,13	
10	Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"																					
11	mit Biegemoment																					
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																			
13	ohne Biegemoment				x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06	1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84	1,17	1,09	1,13	
15	Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp																					
16	Typ = S-100																					
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																			
18	Typ = S-180				x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06	1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84	1,17	1,09	1,13	
20	Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit																					
21	mit C20/25				x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06	1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84	1,17	1,09	1,13	
23	mit C45/55																					
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																			
25	Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper																					
26	20 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm				x	x	x	x	x	x	x	x										
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06										
28	40 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm				x	x	x	x	x	x	x	x										
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90	1,22	1,15	1,06										
30	60 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 120 mm												x	x	x	x	x	x	x	x	x	
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]										1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84	1,17	1,09	1,13	
32	Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite																					
33	$a_{load} = 5$ cm				x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x			
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	0,99	0,77	1,04	0,97	1,11	0,90				1,05	1,05	0,79	0,95	1,01	0,84				
35	$a_{load} = 10$ cm										x	x	x							x	x	x
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]							1,22	1,15	1,06							1,17	1,09	1,13	
37	$a_{load} = \varnothing 5$ cm								x													
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					0,90										0,84				
39	$a_{load} =$ exzentrisch							x									x					
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					1,11									1,01					

# Anhang E - Versuche zur Lokale Durchstanztragfähigkeit

Tab. E.6: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ ,  
berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  der Versuche ohne Biegemoment C45/55 / S-100

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	C45/55 / S-100																	
				V-OB-45-100-1	V-OB-45-100-2	V-OB-45-100-3	V-OB-45-100-4	V-OB-45-100-5 exz.	V-OB-45-100-6 rund	V-OB-45-100-7	V-OB-45-100-8	V-OB-45-100-9	V-OB-45-100-10	V-OB-45-100-11	V-OB-45-100-12	V-OB-45-100-13	V-OB-45-100-14 exz.	V-OB-45-100-15 rund	V-OB-45-100-16	V-OB-45-100-17	V-OB-45-100-18
1	Decken- spiegel- höhe	$C_{vf, soll}$	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	75	75	75	75	75	75	75	75	
2		$C_{vf, ist}$	[mm]	34	39	39	37	37	36	37	34	29	97	91	85	90	92	88	93	92	96
3	Lastbreite	$a_{load}$	[cm]	5	5	5	5	5	5	10	10	10	5	5	5	5	5	5	10	10	10
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]	60	66	59	63	42	46	77	62	56	220	179	155	143	168	168	265	244	246
5	berechnet	$F_{cal,I}$	[kN]	44	54	55	51	50	48	70	63	50	216	196	178	194	200	188	272	268	284
6	berechnet mit $f_{cal,5\%,I}$	$F_{cal,I, 5\%}$	[kN]	34	42	43	39	39	37	54	49	38	168	152	138	150	155	145	211	208	220
7	Bemessung	$F_{Rd,I}$	[kN]	11	14	14	13	13	12	18	16	13	55	50	45	49	51	48	69	68	72
8	Alle Versuche			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97	1,09	0,98	1,13	1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90	0,98	0,91	0,87
10	Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"																				
11	mit Biegemoment																				
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
13	ohne Biegemoment			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97	1,09	0,98	1,13	1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90	0,98	0,91	0,87
15	Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp																				
16	Typ = S-100			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97	1,09	0,98	1,13	1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90	0,98	0,91	0,87
18	Typ = S-180																				
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
20	Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit																				
21	mit C20/25																				
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
23	mit C45/55			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97	1,09	0,98	1,13	1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90	0,98	0,91	0,87
25	Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper																				
26	20 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm			x	x	x	x	x	x	x	x										
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97	1,09	0,98	1,13									
28	40 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm																				
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
30	60 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 120 mm												x	x	x	x	x	x	x	x	x
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]										1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90	0,98	0,91	0,87
32	Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite																				
33	$a_{load} = 5$ cm			x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x			
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,37	1,23	1,07	1,23	0,85	0,97				1,02	0,92	0,87	0,74	0,84	0,90			
35	$a_{load} = 10$ cm									x	x	x							x	x	x
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]							1,09	0,98	1,13							0,98	0,91	0,87
37	$a_{load} = \varnothing 5$ cm							x													
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					0,97										0,90			
39	$a_{load} =$ exzentrisch						x										x				
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]				0,85										0,84				



Tab. E.7: Auswertung zur Ermittlung des Vorfaktors  $f_{5\%,I}$ ,  
berechneter Faktor  $f_{cal,I}$  der Versuche ohne Biegemoment C45/55 / S-180

Zeile	Information	Bezeichnung	Einheit	C45/55 / S-180																	
				V-OB-45-180-1	V-OB-45-180-2	V-OB-45-180-3	V-OB-45-180-4	V-OB-45-180-5 rund	V-OB-45-180-6 exz.	V-OB-45-180-7	V-OB-45-180-8	V-OB-45-180-9	V-OB-45-180-10	V-OB-45-180-11	V-OB-45-180-12	V-OB-45-180-13	V-OB-45-180-14 exz.	V-OB-45-180-15 rund	V-OB-45-180-16	V-OB-45-180-17	V-OB-45-180-18
1	Decken- spiegel- höhe	$C_{vf, soll}$	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	75	75	75	75	75	75	75	75	
2		$C_{vf, ist}$	[mm]	20	20	33	25	33	26	22	30	24	116	108	95	98	93	101	103	95	99
3	Lastbreite	$a_{load}$	[cm]	5	5	5	5	5	5	10	10	10	5	5	5	5	5	5	10	10	
4	Bruchlast	$F_u$	[kN]	24	29	49	33	42	45	42	88	49	409	333	249	259	273	250	363	378	
5	berechnet	$F_{cal,I}$	[kN]	24	24	52	34	51	36	49	77	56	330	299	251	264	246	275	385	349	
6	berechnet mit $f_{cal,5\%,I}$	$F_{cal,I}$	[kN]	18	18	41	26	40	28	38	60	43	256	232	194	204	190	213	298	271	
7	Bemessung	$F_{Rd,I}$	[kN]	6	6	13	9	13	9	13	20	14	84	76	64	67	62	70	97	88	
8	Alle Versuche			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
9	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26	0,85	1,15	0,88	1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91	0,94		
10	Versuche nach "mit Biegemoment" und "ohne Biegemoment"																				
11	mit Biegemoment																				
12	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
13	ohne Biegemoment																				
14	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26	0,85	1,15	0,88	1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91	0,94		
15	Versuche ohne Biegemoment nach Hohlkörpertyp																				
16	Typ = S-100																				
17	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
18	Typ = S-180																				
19	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26	0,85	1,15	0,88	1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91	0,94		
20	Versuche ohne Biegemoment nach Betonfestigkeit																				
21	mit C20/25																				
22	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
23	mit C45/55																				
24	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26	0,85	1,15	0,88	1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91	0,94		
25	Versuche ohne Biegemoment nach der Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper																				
26	20 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm			x	x	x	x	x	x	x	x	x									
27	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26	0,85	1,15	0,88									
28	40 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 60 mm																				
29	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]																		
30	60 mm ≤ $c_{vf}$ ≤ 120 mm												x	x	x	x	x	x	x	x	
31	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]										1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91	0,94		
32	Versuche ohne Biegemoment nach der Lastbreite																				
33	$a_{load} = 5$ cm			x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x			
34	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]	1,02	1,21	0,93	0,97	0,82	1,26				1,24	1,11	0,99	0,98	1,11	0,91			
35	$a_{load} = 10$ cm									x	x	x							x	x	
36	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]							0,85	1,15	0,88							0,94	1,08	
37	$a_{load} = \varnothing 5$ cm							x											x		
38	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					0,82										0,91			
39	$a_{load} =$ exzentrisch								X												
40	$F_u/F_{cal,I}$	$f_{cal,I}$	[-]					1,26									x				



# Anhang F      Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit

## F.1      Zeichnungen der Versuchskörper

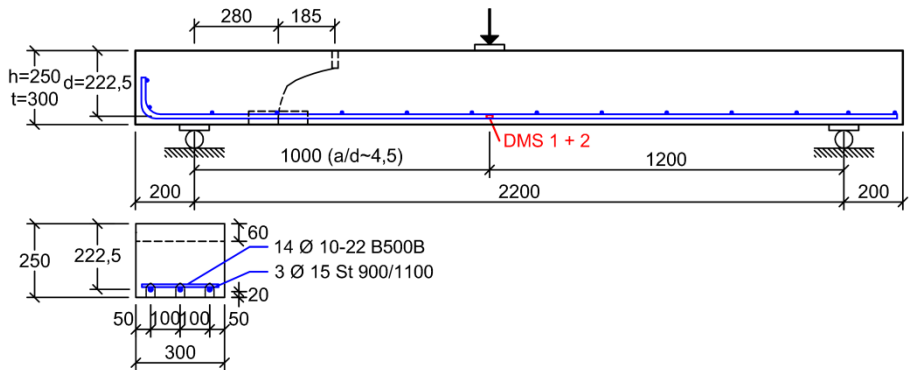


Abb. F.1:      Längsschnitt und Querschnitt

## F.2      Betonfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Tab. F.1:      Einzelwerte der Betondruckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln

Herstelldatum	Betondruckfestigkeit						Elastizitätsmodul	
	Prüfdatum	Länge	Breite	Kraft	Betondruckfestigkeit Würfel i	Würfeldruckfestigkeit "Bauteil gelagert"	Prüfdatum	Elastizitätsmodul
	---	a	b	F	$f_{ci, cube, dry}$	$f_{cm, cube, dry}$	---	$E_c$
	---	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	---	[N/mm <sup>2</sup> ]
	08.01.2013	22.01.2013	149,8	149,9	795	35,40	22.01.2013	26.784
			150,6	149,7	733	32,51		
			149,5	149,7	843	37,67		

Tab. F.2:      Einzelwerte der Betonzugfestigkeiten

Betonzugfestigkeit					
Prüfdatum	Länge	Durchmesser	Kraft	Spaltzugfestigkeit Zylinder i	Spaltzugfestigkeit
---	l	d	F	$f_{cti, sp}$	$f_{ct, sp}$
---	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
22.01.2013	300,7	149,9	170	2,40	2,64
	299,7	149,8	199	2,82	
	300,8	150,0	190	2,69	

F.3      Messergebnisse der Versuche

F.3.1    Versuch V-Q-1

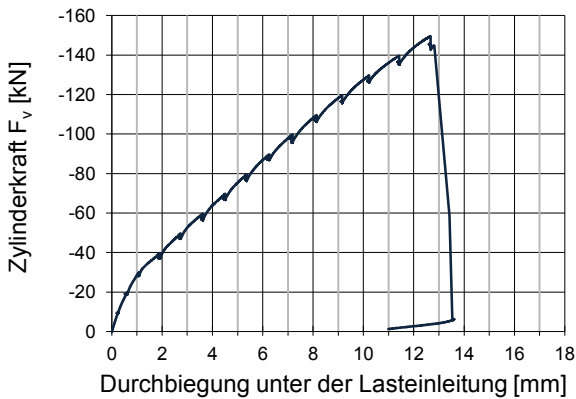


Abb. F.2: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

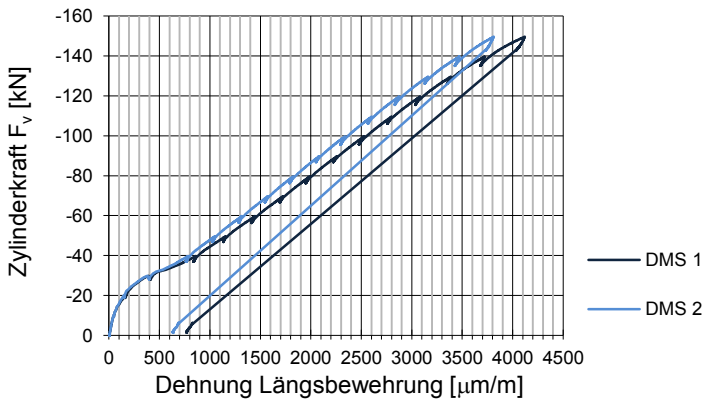


Abb. F.3: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

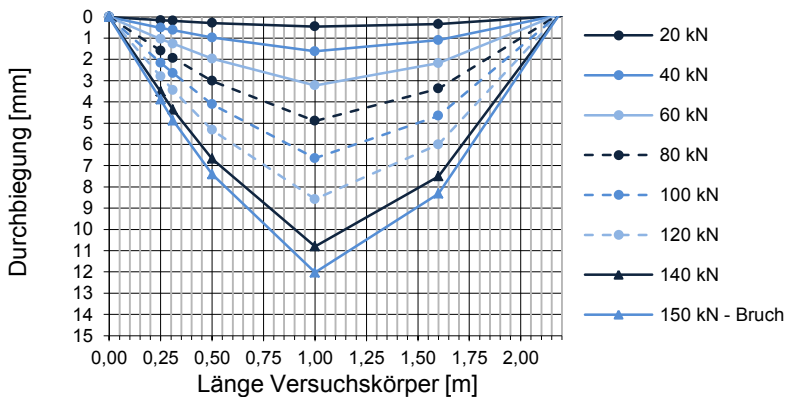


Abb. F.4: Biegelinie

## F.3.2 Versuch V-Q-2

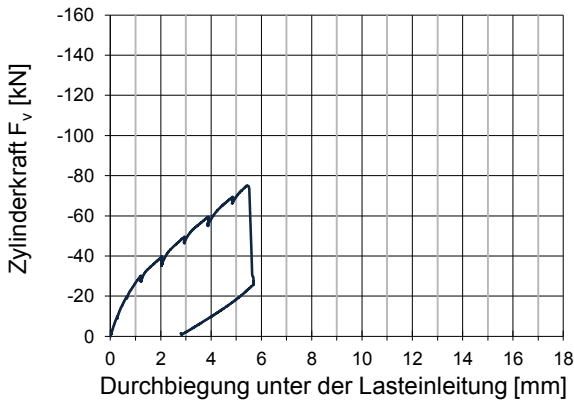


Abb. F.5: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

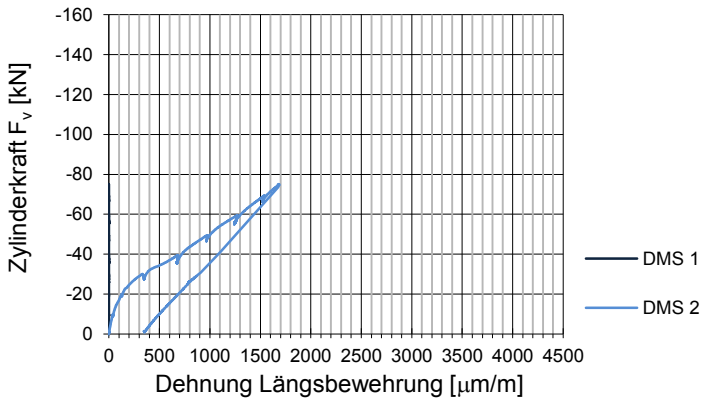


Abb. F.6: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

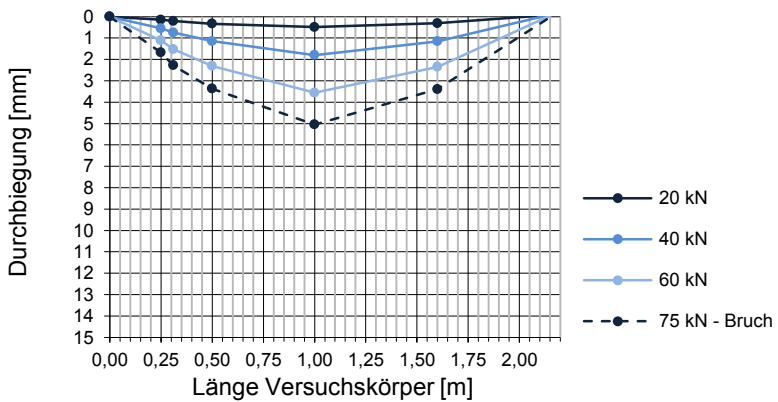


Abb. F.7: Biegelinie

F.3.3 Versuch V-Q-3

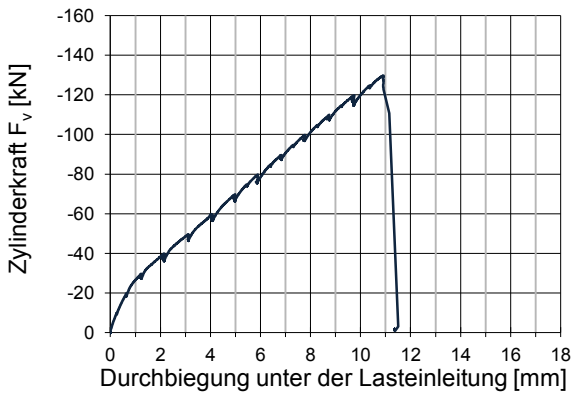


Abb. F.8: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

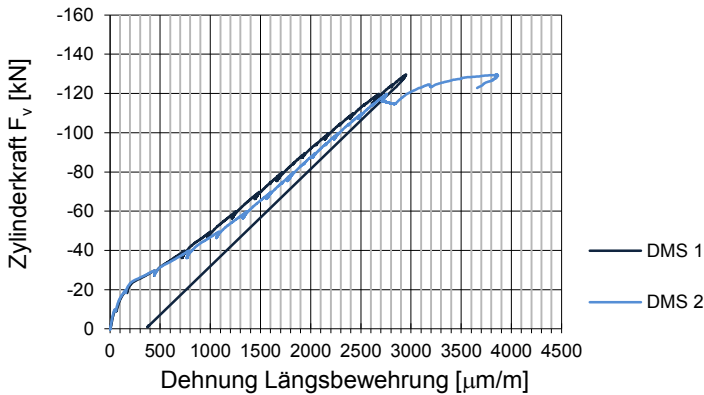


Abb. F.9: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

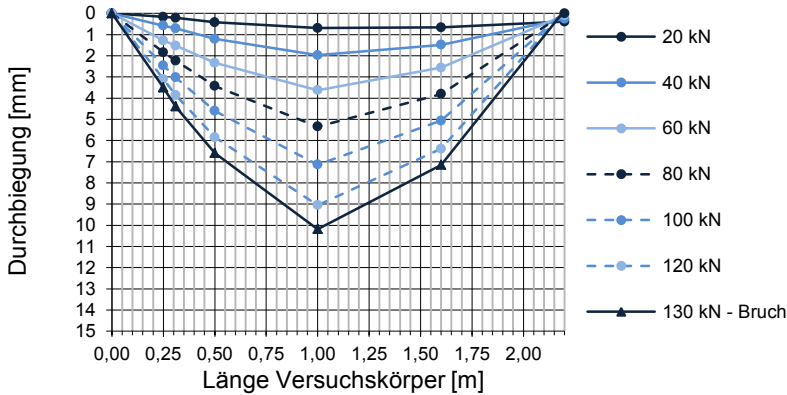


Abb. F.10: Biegelinie

## F.3.4 Versuch V-Q-4

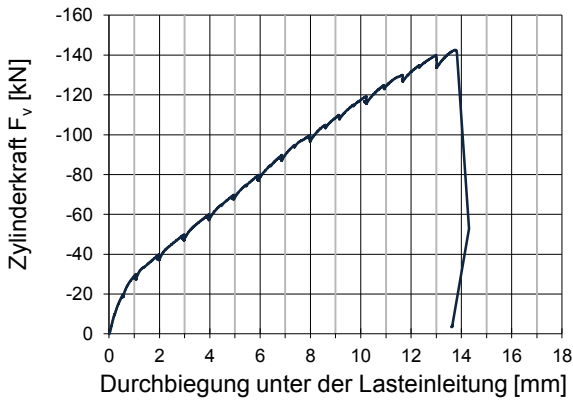


Abb. F.11: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

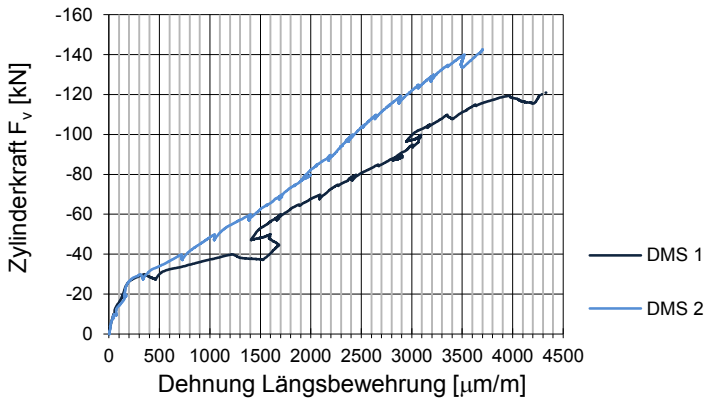


Abb. F.12: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

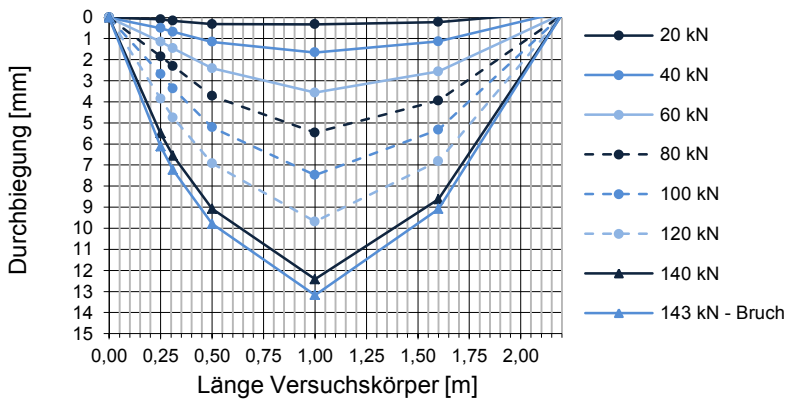


Abb. F.13: Biegelinie

F.3.5 Versuch V-Q-5

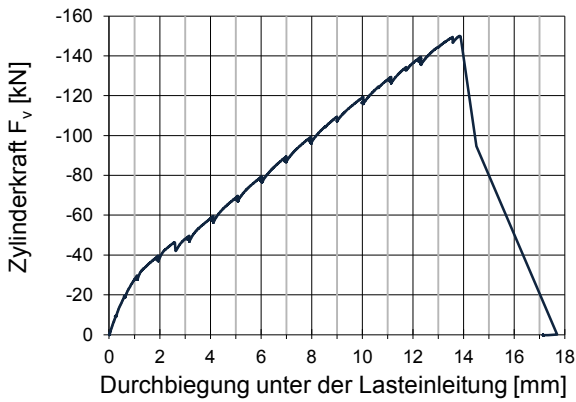


Abb. F.14: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

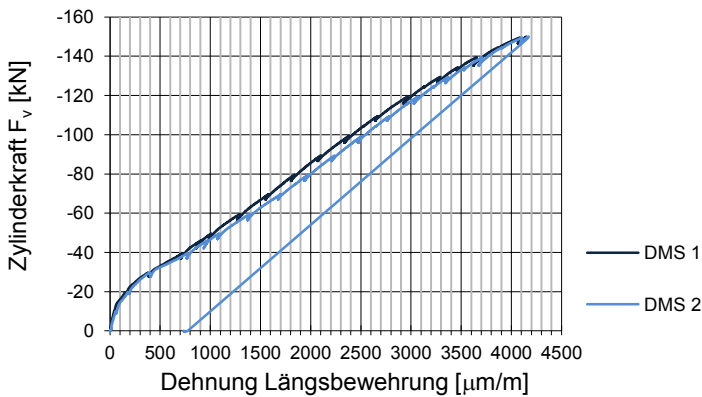


Abb. F.15: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

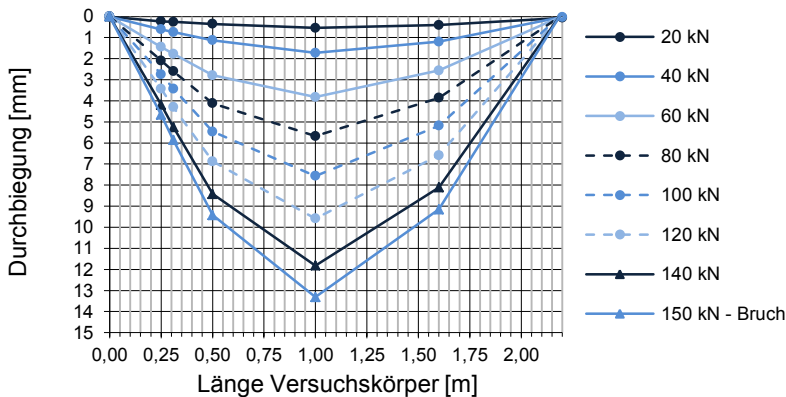


Abb. F.16: Biegelinie



## F.3.6 Versuch V-Q-6

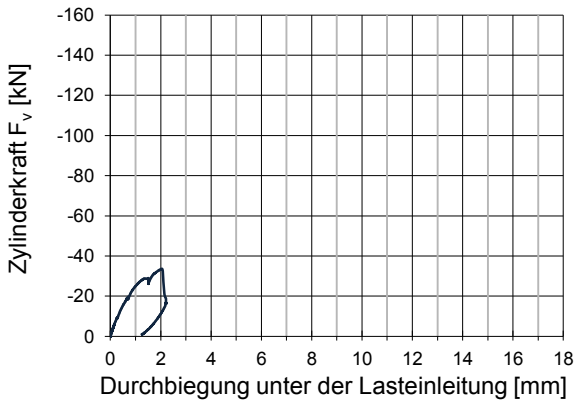


Abb. F.17: Zylinderkraft aufgetragen über der Durchbiegung unter der Lasteinleitung

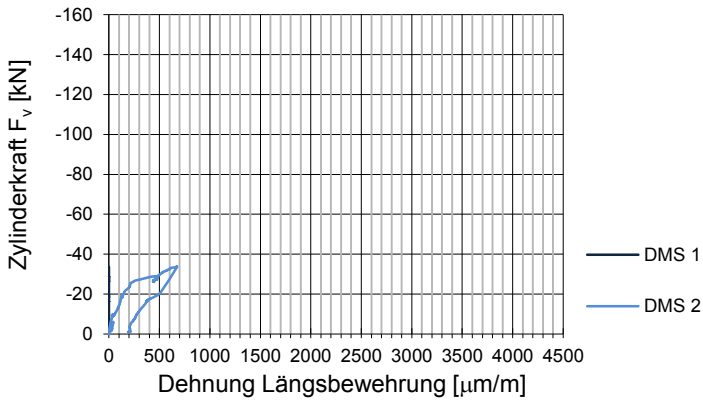


Abb. F.18: Zylinderkraft aufgetragen über der Dehnung der Längsbewehrung

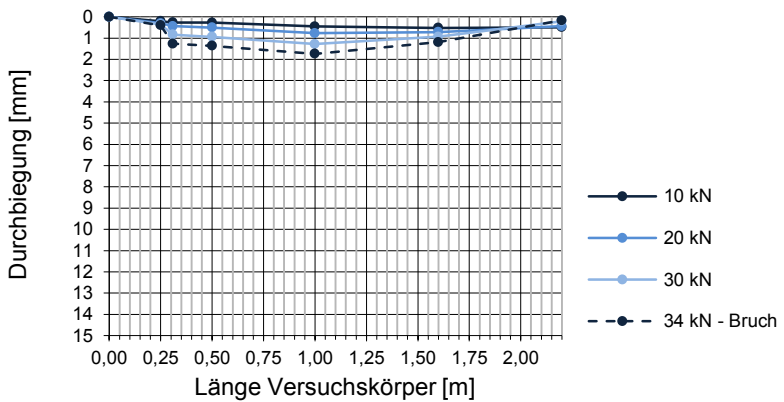


Abb. F.19: Biegelinie

## F.4 Berechnungen von Rissverlauf, Rissbreite und Rissuferverschiebung

Die nachfolgenden Berechnungen zum Rissverlauf sind in Abschnitt 7.5.2.2 beschrieben.

### F.4.1 Berechnung des um die Rissspitze rotierten Rissufers

$$x^* = \sqrt{x^2 + y(x)^2 - y^*(x)^2} \quad (F.1)$$

mit:  $y^*(x)$  y-Koordinate des rechten Rissufers bezogen auf die Rissspitze nach Gleichung (F.2)

$$y^*(x) = l(x) \cdot \sin[\varphi(x) + \Delta\varphi] = \sqrt{x^2 + y(x)^2} \cdot \sin[\varphi(x) + \Delta\varphi] \quad (F.2)$$

mit:  $l(x)$  Abstand eines Knotens entlang des Risses von der Rissspitze:

$$l(x) = \sqrt{x^2 + y(x)^2}$$

$\varphi(x)$  Winkel eines Knotens im x-y-Koordinatensystem nach Gleichung (F.3)

$\Delta\varphi$  Verdrehung um die Rissspitze nach Gleichung (F.4)

$$\varphi(x) = \arctan\left[\frac{y(x)}{x}\right] = \arcsin\left[\frac{y(x)}{l(x)}\right] \quad (F.3)$$

$$\Delta\varphi = \varphi_A^* - \varphi_A = \arcsin\left(\frac{y_A^*}{l_A}\right) - \arcsin\left(\frac{y_A}{l_A}\right) = \arcsin\left(\frac{y_A + v_A}{l_A}\right) - \arcsin\left(\frac{y_A}{l_A}\right) \quad (F.4)$$

mit:  $\varphi_A, \varphi_A^*$  Winkel des Knotens A bzw. A\* im x-y-Koordinatensystem

$y_A^*$  y-Koordinate des Knotens A\* bezogen auf die Rissspitze

$l_A$  Abstand des Knotens A zur Rissspitze

$v_A$  angenommene gegenseitige vertikale Verschiebung der Rissufer auf Höhe der Längsbewehrungsachse  $v_A = 0,10 \text{ mm}$

#### **F.4.2 Berechnung der Rissbreite $w(x)$ und Rissuferverschiebung $v(x)$**

Die nachfolgenden Berechnungen zur Rissbreite  $w(x)$  nach Gleichung (F.5) und zur Rissuferverschiebung  $v(x)$  nach Gleichung (F.6) sind in Abschnitt 7.5.2.2 beschrieben.

$$w(x) = s \cdot \cos(\beta_r(x) - \theta) \quad (\text{F.5})$$

$$v(x) = s \cdot \sin(\beta_r - \theta) \quad (\text{F.6})$$

mit:  $s$  Rissöffnung nach Gleichung (F.7)

$\beta_r(x)$  Risswinkel nach Gleichung (F.8)

$\theta$  Rissöffnungswinkel nach Gleichung (F.9)

$$s = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (\text{F.7})$$

mit:  $\Delta x, \Delta y$  Differenz zwischen den Koordinaten des linken und rechten Rissufers nach den Gleichungen (F.10) und (F.11)

$$\beta_r(x) = \arctan y'(x) \quad (\text{F.8})$$

mit:  $y'(x)$  Steigung des Risses (erste Ableitung der Gleichung (7.41)):

$$y'(x) = \frac{0,277 \cdot d}{\left(\frac{x_A - x}{a}\right)^{\frac{3}{4}} \cdot a}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right) \quad (\text{F.9})$$

$$\Delta x = |x^* - x| \quad (\text{F.10})$$

$$\Delta y = |y^*(x) - y(x)| \quad (\text{F.11})$$

## F.5 Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Versuche

Tab. F.3: Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Versuche aus der Literatur

Versuche	Geometrie				Beton	Bewehrung		
	$h$	$b$	$d$	$a/d$	$f_{cm}$	$\phi_s$	$n_s$	$\rho_l$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[-]
Bhal B1	350	240	297	3,03	23,18	24	2	0,013
Bhal B2	650	240	600	3,00	29,60	24	4	0,013
Bhal B5	650	240	600	3,00	26,59	24	2	0,006
Bhal B7	950	240	900	3,00	27,24	24	3	0,006
Grimm s1.1	200	300	153	3,73	90,11	14	4	0,013
Grimm s1.2	200	300	152	3,75	91,20	16	5	0,022
Grimm s1.3	200	300	146	3,90	93,71	28	3	0,042
Grimm s2.2	400	300	348	3,53	91,25	25	4	0,019
Grimm s2.3	400	300	348	3,53	93,70	25	2	0,009
Grimm s3.1	800	300	750	3,51	91,30	20	3	0,004
Grimm s3.3	800	300	746	3,53	94,40	28	3	0,008
Grimm s4.1	200	300	153	3,73	110,9	14	4	0,013
Grimm s4.2	200	300	152	3,75	110,9	16	5	0,022
Grimm s4.3	200	300	146	3,90	110,9	28	3	0,042
Leonhardt 4	320	190	270	2,48	30,41	26	2	0,021
Leonhardt 5	320	190	270	3,00	30,41	26	2	0,021
Leonhardt 6	320	190	270	4,07	30,41	26	2	0,021
Leonhardt 7-1	320	190	278	4,86	30,11	26	2	0,020
Leonhardt 8-1	320	190	278	5,83	33,55	26	2	0,020
Leonhardt EA 1	320	190	270	2,78	20,41	20,1 <sup>†</sup>	3	0,019
Leonhardt D1/1	80	50	70	3,00	29,54	6	2	0,016
Leonhardt D2/2	160	100	140	3,00	31,29	12	2	0,016
Leonhardt D3/2	240	150	210	3,00	33,78	18	2	0,016
Leonhardt D4/1	320	200	280	3,00	34,56	24	2	0,016
Leonhardt C1	180	100	150	3,00	38,31	16	1	0,013
Leonhardt C2	330	150	300	3,00	38,31	16	3	0,013
Rommel s1_1	200	150	165	4,00	85,07	14	3	0,019
Rommel s1_2	200	150	165	3,06	85,07	14	3	0,019
Rommel s1_4	200	150	160	4,00	84,49	25	2	0,041
Rommel s1_5	200	150	160	3,06	84,49	25	2	0,041

<sup>†</sup> Vergleichsdurchmesser

Tab. F.4: Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern

Versuche	Geometrie				Beton	Bewehrung			Hohlkörper		
	$h$	$b$	$d$	$a/d$	$f_{cm}$	$\phi_s$	$n_s$	$\rho_l$	$h_{vf}$	$c_{vf}$	$s_{vf}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
V-Q-10-20-1	200	1035	162	4,26	21,71	15	7	0,007	100	45	345
V-Q-10-20-2	200	1035	162	4,26	21,71	15	7	0,007	100	45	345
V-Q-10-20-3	200	1035	162	4,26	21,08	15	7	0,007	100	45	345
V-Q-10-20-4	200	1035	162	4,26	21,08	15	7	0,007	---	---	---
V-Q-10-45-1	200	1035	162	4,26	49,59	15	9	0,009	100	45	345
V-Q-10-45-2	200	1035	162	4,26	49,59	15	9	0,009	100	45	345
V-Q-10-45-3	200	1035	162	4,26	49,59	15	9	0,009	100	45	345
V-Q-10-45-4	200	1035	162	4,26	49,59	15	9	0,009	---	---	---
V-Q-22-20-1	350	1380	312	4,13	22,76	15	14	0,006	220	45	345
V-Q-22-20-2	350	1380	312	4,13	22,76	15	14	0,006	220	35	345

## F.5 Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Versuche

Versuche	Geometrie				Beton	Bewehrung			Hohlkörper		
	$h$	$b$	$d$	$a/d$	$f_{cm}$	$\varnothing_s$	$n_s$	$\rho_l$	$h_{vf}$	$c_{vf}$	$s_{vf}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
V-Q-22-20-3	350	1380	312	4,13	24,40	15	14	0,006	220	45	345
V-Q-22-20-4	350	1380	312	4,13	24,40	15	14	0,006	---	---	---
V-Q-22-45-1	350	1380	312	4,13	42,75	15	18	0,007	220	45	345
V-Q-22-45-2	350	1380	312	4,13	42,75	15	18	0,007	220	45	345
V-Q-22-45-3	350	1380	312	4,13	46,02	15	18	0,007	220	45	345
V-Q-22-45-4	350	1380	312	4,13	46,02	15	18	0,007	---	---	---
V-Q-1	250	300	223	4,49	26,09	15	3	0,008	---	---	---

Tab. F.5: Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern

Versuche	Geometrie				Beton	Bewehrung			Hohlkörper		
	$h$	$b$	$d$	$a / d$	$f_{cm}$	$\varnothing_s$	$n_s$	$\rho_l$	$h_{vf}$	$c_{vf}$	$s_{vf}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
1_CB_E08_30/18	300	820	260	4,23	16,60	15	9	0,007	180	52	200
2_CB_E08_30/18	300	820	260	4,23	28,96	15	9	0,007	180	52	200
2_CB_Referenz	300	820	260	4,23	28,96	15	9	0,007	---	---	---
3_CB_E08_30/18	300	820	260	4,23	36,89	15	9	0,006	180	52	200
4_CB_E08_60/45	600	1550	560	4,02	13,26	15	31	0,006	450	75	500
5_CB_E08_60/45	600	1550	560	4,02	38,03	15	31	0,006	450	75	500
5_CB_Referenz	600	1550	560	4,02	38,03	15	31	0,007	---	---	---
6_CB_E08_60/45	600	1550	560	4,02	48,96	15	31	0,006	450	75	500

Tab. F.6: Wesentliche Parameter zur Nachrechnung der Installationsdecken

Versuche	Geometrie				Beton	Bewehrung			Rohre	
	$h$	$b$	$d$	$a/d$	$f_{cm}$	$\varnothing_s$	$n_s$	$\rho_l$	$h_\theta$	$c_\theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
T1_70_unten	300	400	248	4,23	24,00	12	8	0,009	75	159,5
T1_ohne	300	400	248	4,23	24,00	12	8	0,009	---	---
T2_70_mitte	300	400	248	4,23	24,30	12	8	0,009	75	112,5
T2_70_oben	300	400	248	4,23	24,30	12	8	0,009	75	42,5
T3_100_mitte	300	400	248	4,23	23,40	12	8	0,009	105	97,5
T3_100_oben	300	400	248	4,23	23,40	12	8	0,009	105	47,5
T4_100_unten	300	400	248	4,23	24,00	12	8	0,009	105	117,5
T4_120_oben	300	400	248	4,23	24,00	12	8	0,009	125	47,5
T5_120_mitte	300	400	248	4,23	23,70	12	8	0,009	125	87,5
T5_Kiefer	300	400	248	4,23	23,70	12	8	0,009	80	110